

Titre: Étude expérimentale et numérique de la sédimentation et de la consolidation des boues de traitement des eaux acides
Title:

Auteur: Lincar Pedroni
Author:

Date: 2011

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Pedroni, L. (2011). Étude expérimentale et numérique de la sédimentation et de la consolidation des boues de traitement des eaux acides [Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/559/>
Citation:

 **Document en libre accès dans PolyPublie**
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/559/>
PolyPublie URL:

Directeurs de recherche: Michel Aubertin
Advisors:

Programme: Génie minéral
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

**ÉTUDE EXPÉRIMENTALE ET NUMÉRIQUE
DE LA SÉDIMENTATION ET DE LA CONSOLIDATION DES BOUES DE
TRAITEMENT DES EAUX ACIDES**

LINCAR PEDRONI
DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIE ET MINES
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

THÈSE PRÉSENTÉE EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE PHILOSOPHIAE DOCTOR (Ph.D.)
(GÉNIE MINÉRAL)

MARS 2011

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Cette thèse intitulée:

ÉTUDE EXPÉRIMENTALE ET NUMÉRIQUE DE LA SÉDIMENTATION ET DE LA
CONSOLIDATION DES BOUES DE TRAITEMENT DES EAUX ACIDES

présentée par : PEDRONI Lincar

en vue de l'obtention du diplôme de : Philosophiae Doctor

a été dûment acceptée par le jury d'examen constitué de :

M. SIMON Richard, Ph.D., président

M. AUBERTIN Michel, Ph.D., membre et directeur de recherche

M. LADANYI Branko, D.Sc.A., membre

M. CHIASSEON Paul-André, Ph.D., membre

DÉDICACE

À ma famille

REMERCIEMENTS

À mon directeur de recherche le Prof. Michel Aubertin.

Aux collaborateurs impliqués dans le projet :

- *Le Dr. Greg Kennedy du laboratoire Slowpoke de l'École Polytechnique*
- *Étienne Bélanger, technicien à l'École Polytechnique*

Aux partenaires industrielles de la Chaire CRSNG Polytechnique-UQAT.

À mes collègues.

À ma famille.

RÉSUMÉ

Des grandes quantités de rejets sont générées par l'industrie minière. Un grand défi pour cette industrie est le développement et l'application de techniques efficaces pour la gestion de ces rejets afin de les entreposer de façon adéquate. A cet égard, les boues de traitement des eaux de drainage minier acide (DMA) engendrent des défis particuliers car elles contiennent une importante concentration de substances polluantes qu'il faut stabiliser afin de protéger l'environnement. Des bassins d'entreposage doivent être conçus à cette fin. Toutefois, il y a peu d'information disponible sur le comportement de ces boues. Une bonne caractérisation des propriétés des boues de traitement du DMA lors de leur mise en place dans les bassins, durant les phases de sédimentation et de consolidation, est requise pour optimiser la conception des bassins et la stratégie de remplissage.

Peu de travaux ont été menés sur ces aspects du comportement de telles boues. Cependant, le comportement de matériaux avec des caractéristiques plus ou moins semblables (i.e. constitués de particules fines et avec des teneurs en eau très élevées), a été étudié d'un point de vue théorique et expérimental. Ces informations tirées de la littérature sur la sédimentation et la consolidation de suspensions de très faible densité a servi de point de départ à ce projet de recherche.

La détermination des caractéristiques des boues de traitement des eaux acides a nécessité la mise au point d'essais de caractérisation physique. Un dispositif expérimental, développé préalablement à l'École Polytechnique de Montréal par Dromer et al. (2004), a été modifié pour améliorer la qualité des données expérimentales relatives à la réponse des boues suite à leur déposition dans une colonne instrumentée de grande dimension. Les changements apportés au montage et aux procédures d'essais ont permis d'accroître la précision des mesures, et d'obtenir des caractéristiques plus représentatives, notamment en appliquant un chargement de nature hydraulique (plutôt que mécanique) durant la phase de consolidation. Une base de données de résultats expérimentaux a ainsi été construite suite à une série d'essais de laboratoire sur les boues de traitement, et sur une suspension de kaolin (utilisée pour valider certains résultats).

L'analyse de ces résultats expérimentaux a permis l'obtention des paramètres d'intérêt et de nouvelles relations comportementales (jamais mesurées sur des boues de traitement du DMA) qui caractérisent leur réponse. Une analyse plus approfondie a ensuite été réalisée à partir de

simulations numériques. D'autres essais complémentaires (plus classiques) complètent la caractérisation de la boue, incluant des mesures de résistance au cisaillement non drainée au scissomètre et au cône suédois, ainsi que des essais de perméabilité, de sédimentation et de compression en petites colonnes. Ces deux derniers types d'essais ont aussi été menés sur des boues amendées avec des ajouts minéraux, afin d'évaluer l'influence de l'amendement sur leurs caractéristiques.

La modélisation numérique a été réalisée avec le code SIGMA/W (GEO-SLOPE International Ltd.). Elle a permis de valider, en partie, les résultats expérimentaux obtenus dans les essais en grande colonne instrumentée. Des comparaisons ont aussi été effectuées avec des résultats tirés de la littérature et avec la solution analytique de Gibson (1958) sur la consolidation pendant la phase de remplissage. Des simulations de la déposition des boues de DMA dans des bassins d'entreposage ont aussi été menées avec l'approche numérique. Ces simulations visaient notamment à évaluer la réponse des boues lors du remplissage des bassins, en considérant l'effet de divers paramètres (i.e. géométrie et conditions de drainage) sur la consolidation hydrodynamique.

Les résultats obtenus avec les essais en colonne et les simulations, qui montrent une bonne concordance entre eux, indiquent que l'approche proposée et appliquée ici est adéquate pour obtenir les informations pertinentes sur le comportement des boues en phase de sédimentation et de consolidation.

L'analyse et la discussion qui suivent la présentation des résultats expérimentaux et numériques met en évidence les points forts de l'approche proposée ici et les aspects qui demanderont des travaux additionnels dans le futur.

ABSTRACT

The mining industry generates large quantities of waste materials. The development and implementation of effective methods for storing and managing these materials represent a major challenge for the mining industry. Sludge from the water treatment of acid mine drainage (AMD) presents such a challenge because they contain a high concentration of pollutants which must be stabilized to protect the environment. Storage ponds have to be designed for this purpose. However, there is little information available about sludge behaviour. A good characterization of the properties of AMD treatment sludge during sedimentation and consolidation is required to optimize ponds design and filling strategy.

Little work has been done on these aspects of the behaviour of sludge. Nonetheless, the behaviour of materials with more or less similar characteristics (i.e. consisting of fine particles with very high water content) has already been studied both theoretically and experimentally. This information on sedimentation and consolidation of very low density suspensions (taken from the literature) was used as the starting point for this research project.

The characterization of sludge from acid water treatment required the development of physical characterization tests. An experimental setup, developed previously at École Polytechnique de Montreal by Dromer et al. (2004), was modified to improve the quality of experimental data obtained on the treatment sludge after deposition in an instrumented large size column. Changes made to the experimental device and to the testing procedures increased the accuracy of measurements and lead to a more representative characterisation of the physical properties of the sludge. These changes included the use of hydraulic loading, rather than mechanical loading, during the consolidation phase. A database of experimental results was built from the laboratory tests on the AMD treatment sludge and on a suspension of kaolin (used to validate some of the results). These results were analysed to obtain parameters (never measured on AMD treatment sludge) and new constitutive relations which characterize their behaviour. Further analyses were then carried out using numerical simulations. Additional tests (more conventional) completed the characterization of the sludge. These tests included the vane and fall cone test (to measure the undrained shear strength), permeability tests, sedimentation tests in small cylinders and

compression tests in small columns. The last two tests were also conducted on sludge amended with mineral additives in order to assess their influence on the sludge behaviour.

Numerical modeling was performed with the software SIGMA/W (GEO-SLOPE International Ltd.). The results helped to validate partially the experimental measurements from the instrumented large size column. Moreover, comparisons were drawn between the simulations results and those from the literature and from the analytical solution of Gibson (1958) on the consolidation during continuous filling. Simulations of sludge deposition in storage ponds were also conducted with this numerical approach. These simulations were specifically designed to evaluate sludge behaviour in the ponds during and after filling, while considering the effect of various parameters (i.e. geometry and drainage conditions) on the hydrodynamic consolidation.

The results obtained with the instrumented columns and simulations show a good agreement. This indicates that the approach proposed and applied here is adequate to obtain relevant information on sludge behaviour during the sedimentation and consolidation processes.

The analysis and discussion that follows the presentation of the experimental and numerical results address the strength of the approach proposed above and the aspects that will require additional work in the future.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE	iii
REMERCIEMENTS	iv
RÉSUMÉ	v
ABSTRACT	vii
TABLE DES MATIÈRES	ix
LISTE DES TABLEAUX	xiii
LISTE DES FIGURES	xv
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	xxvii
LISTE DES ANNEXES	xxxiii
INTRODUCTION.....	1
CHAPITRE 1 REVUE DES ÉTUDES SUR LA PRODUCTION, SÉDIMENTATION ET CONSOLIDATION DES BOUES.....	4
1.1 Généralités	4
1.2 Les boues de traitement des eaux minières acides.....	5
1.2.1 Définition du drainage minier acide.....	5
1.2.2 Traitement du drainage minier acide.....	6
1.2.3 Neutralisation du drainage minier acide.....	8
1.2.4 Procédés de traitement chimique	11
1.2.5 Remarques complémentaires	15
1.3 Description des processus physiques	16
1.3.1 Aspect microscopique et minéralogique	16

1.3.2 Aspect macroscopique.....	17
1.4 Théories de la sédimentation	24
1.4.1 Théorie de Stokes.....	25
1.4.2 Théorie de Kynch.....	26
1.5 Théories de la consolidation	27
1.5.1 Théorie originale de Terzaghi.....	27
1.5.2 Théorie de Gibson en grand déplacement	31
1.6 Théories unifiées.....	34
1.6.1 Phases de formation des sédiments	34
1.6.2 Modélisation continue du processus de sédimentation et de consolidation	35
1.6.3 Relations développées pour les contraintes effectives et la conductivité hydraulique.....	42
1.7 Compléments sur les travaux rapportés dans la littérature.....	48
1.7.1 Études théoriques	48
1.7.2 Revue des études expérimentales effectuées	49
1.7.3 Modélisation numérique.....	60
CHAPITRE 2 MATÉRIAUX, ÉQUIPEMENTS ET MÉTHODES EXPÉRIMENTALES.....	68
2.1 Introduction	68
2.2 Matériaux.....	68
2.2.1 Boue Inmet.....	69
2.2.2 Boue Selbaie	70
2.2.3 Autres matériaux	75
2.3 Essais préliminaires.....	80
2.3.1 Dispositif expérimental	80
2.3.2 Méthodes expérimentales	93
2.4 Modifications du dispositif expérimental et justifications	99
2.5 Dispositifs expérimentaux modifiés et méthodologie des essais.....	104
2.5.1 Essais en grande colonne.....	104

2.6	Dispositifs expérimentaux modifiés et méthodologie des essais complémentaires	115
2.6.1	Essais sur des mélanges.....	115
2.6.2	Essais en perméamètre à paroi rigide	118
 CHAPITRE 3 PRÉSENTATION DES RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX ET ANALYSE		
PRÉLIMINAIRE.....		120
3.1	Résultats d'un essai préliminaire	120
3.1.1	Analyse de l'essai préliminaire	123
3.1.2	Essais de caractérisation complémentaires.....	125
3.2	Résultats des essais en grandes colonnes	128
3.2.1	Essais avec chargement par contrainte totale imposée (CCTI)	128
3.2.2	Essais avec chargement par gradient hydraulique imposé (CGHI)	134
3.2.3	Résultats des essais complémentaires	140
3.3	Analyse préliminaire des résultats expérimentaux	151
3.3.1	Estimation de la relation k vs e	152
3.3.2	Estimation de la relation e vs σ'	158
3.4	Estimation des relations du modèle CCM.....	162
 CHAPITRE 4 ANALYSE NUMÉRIQUE DU COMPORTEMENT DES BOUES ET		
DISCUSSION DES RÉSULTATS		168
4.1	Généralités.....	168
4.1.1	Objectifs.....	168
4.1.2	Choix du logiciel	169
4.1.3	Commentaires sur le logiciel SIGMA/W	170
4.1.4	Simulation d'un essai oedométrique	171
4.2	Simulation des essais en colonne instrumentée	177
4.2.1	Simulation d'un essai CGHI sur la boue Selbaie	179
4.2.2	Simulation d'un essai CCTI sur la boue Selbaie	186
4.2.3	Simulation d'un essai en colonne de Been et Sills.....	192

4.3	Simulation du comportement des boues de traitement in situ	202
4.3.1	Bassin au fond imperméable.....	203
4.3.2	Bassin au fond perméable.....	221
4.3.3	Simulation à grand échelle d'un bassin d'entreposage avec fond imperméable	228
4.3.4	Simulation d'un bassin d'entreposage circulaire avec fond perméable	231
4.4	Analyse et discussion des résultats	232
4.4.1	Sédimentation des boues	233
4.4.2	Précision et représentativité des résultats de mesure en consolidation	235
4.4.3	Caractérisation complémentaire.....	241
4.4.4	Simulations de la consolidation des boues dans les colonnes	241
4.4.5	Simulations de la consolidation des boues dans les bassins	244
4.4.6	Dernières remarques.....	245
CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS		246
RÉFÉRENCES.....		249
ANNEXES		264

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : Domaine de définition et comportement aux limites de quelques lois de contraintes effectives (tiré de Gallois, 1995)	43
Tableau 1.2 : Synthèse des travaux expérimentaux sur la sédimentation et la consolidation menés en colonnes.	51
Tableau 2.1 : Distribution granulométrique par granulométrie au laser (obtenue du laboratoire de l'URSTM-UQAT).....	72
Tableau 2.2 : Éléments chimiques de la boue Selbaie déterminés par imagerie MEB (obtenue au laboratoire de l'URSTM-UQAT).....	74
Tableau 2.3 : Analyses chimiques ICP-AES de digestions des boues Selbaie (obtenue au laboratoire de l'URSTM-UQAT).....	74
Tableau 3.1 : Paramètres géotechniques (consolidation) de deux essais en colonne menés sur la boue de traitement Inmet; les valeurs de ces paramètres varient avec e et σ'	125
Tableau 3.2 : Valeurs de l'indice des vides pour chaque couche de 5 cm à deux temps de calcul; essai CCTI sur la boue de traitement Selbaie.	153
Tableau 3.3 : Exemple du calcul du débit sortant de chaque couche entre deux pas de temps (638,50 et 640,49 heures) pour l'essai Selbaie CCTI-1.	154
Tableau 3.4 : Exemple de calcul de la conductivité hydraulique pour un pas de temps $t_{i+1} - t_i$	155
Tableau 3.5 : Valeurs des paramètres C_c , C_r , λ et κ en fonction de σ' (et e_0) pour le kaolin	166
Tableau 3.6 : Valeurs des paramètres C_c , C_r , λ et κ en fonction de σ' (et e_0) pour la boue de traitement Selbaie	167
Tableau 4.1 : Données tirées des résultats de l'essai au laboratoire sur l'argile bleue (tiré de Bowles, 1978).	172
Tableau 4.2 : Paramètres estimés à partir des données du laboratoire – essai oedométrique sur argile bleue (résultats tirés de Bowles, 1978).....	173
Tableau 4.3 : Comparaison entre la conductivité hydraulique estimée numériquement et celle déduite des résultats de l'essai oedométrique.	176

Tableau 4.4 Valeurs des paramètres C_c , C_r , λ et κ déduites des données expérimentales de Been et Sills (1981) pour le sédiment de Combwich.	196
Tableau 4.5 : Tassements et pressions interstitielles en excès u_e pour un bassin au fond imperméable. Taux de remplissage de 1 m/année.....	206
Tableau 4.6 : Tassements et pressions interstitielles en excès u_e pour un bassin au fond imperméable. Taux de remplissage de 5m/an.....	210
Tableau 4.7 : Tassements et pressions interstitielles en excès pour un bassin au fond imperméable. Taux de remplissage de 10 m/an.	212
Tableau 4.8 : Relations $k-e$ et $e-\sigma'$ obtenues expérimentalement par divers auteurs suite à des essais sur le kaolin.	241

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Schéma du processus de formation du DMA (Tiré de Aubertin et al., 2002).....	6
Figure 1.2 : Bassin de stockage de boues haute densité (BHD). Source : Chaire Industrielle CRSNG Polytechnique-UQAT Environnement et gestion des rejets miniers.....	7
Figure 1.3 : Diagramme de la solubilité des métaux selon le pH (d'après Lawrence, 1995).....	9
Figure 1.4 : Composantes générales du traitement des eaux acides (Tiré de Aubertin et al., 2002).....	10
Figure 1.5 : Bassin de sédimentation avec chaulage (Tiré de Aubertin et al., 2002).....	11
Figure 1.6 : Traitement conventionnel du DMA (Tiré de Aubertin et al., 2002)	12
Figure 1.7 : Procédé avec boues à haute densité (Tiré de Aubertin et al., 2002).....	13
Figure 1.8 : Variante du procédé avec boues à haute densité (adapté de Kuit, 1980 ; tirée de Aubé, 2004).....	14
Figure 1.9 : Procédé de traitement des eaux TETRA utilisé à la mine Doyon, au Québec (adapté de Brown et al., 2002)	14
Figure 1.10 : Procédé GECO (Tiré de Aubé, 2004).....	15
Figure 1.11 : Courbe de tassement et aspect visuel de la suspension au cours d'un processus de tassement d'une vase marine de concentration initiale de l'ordre de 50 g/l ($w_0 = 2000\%$) (Imai, 1980).	19
Figure 1.12 : Schéma du processus de floculation/sédimentation/consolidation (adaptée de Imai, 1981 et de Dromer et al., 2004).....	20
Figure 1.13 : Résultats expérimentaux obtenus sur une suspension argileuse : a) Profils de densité observés; b) Corrélation entre la densité et la pression interstitielle, avec l'apparition de contraintes effectives; c) Courbe de tassement et fenêtre de la zone de consolidation. (Been et Sills, 1981).....	21
Figure 1.14 : Historique des contributions aux approches théoriques pour traiter les phénomènes de sédimentation et de consolidation (Alexis et al., 1993).	24
Figure 1.15 : Fonction typique du facteur $\beta(e)$. (Adaptée de Pane et Schiffman 1985).....	39
Figure 1.16 Relation entre le changement volumique en fonction de la pression (isotrope) et la relation contrainte-déformation, pour un sol compressible (tirée de GeoSlope, 2010).	64

Figure 1.17 Définition des propriétés du sol pour le modèle Cam Clay modifié. (Tirée de GeoSlope, 2010.).....	66
Figure 1.18 Fonction de la limite élastique pour le modèle Cam Clay modifié. (Tirée de GeoSlope, 2010.).....	66
Figure 2.1 : Granulométrie des boues du site minier Inmet (obtenue au laboratoire de l'URSTM; tirée de Dromer 2004).....	70
Figure 2.2 : Distribution granulométrique par granulométrie Laser de la boue Selbaie (laboratoire de l'URSTM-UQAT).....	72
Figure 2.3 : Image de la boue Selbaie 10% obtenue par microscopie électronique à balayage (MEB) (obtenue au laboratoire de l'URSTM-UQAT)	73
Figure 2.4 : Détermination des éléments chimiques de la boue Selbaie par analyse de l'image du MEB (obtenue au laboratoire de l'URSTM_UQAT)	73
Figure 2.5 : DRX diffraction des rayons-X (obtenue au laboratoire de l'URSTM-UQAT)	75
Figure 2.6 : Granulométrie du mélange de kaolin utilisé pour les essais	76
Figure 2.7 : Blocs et poudre de dolomite (source : www.mineralsolutionsindia.com , consulté le 16 mars 2011).	78
Figure 2.8 : Photo des cendres volantes testées comme adjuvant (source : www.rmajko.com - Fly Ash Resource Center, consulté le 16 mars 2011).....	78
Figure 2.9 Photo au microscope électronique des particules des cendres volantes (source : www.rmajko.com - Fly Ash Resource Center, consulté le 16 mars 2011)	79
Figure 2.10: Image du laitier utilisé comme adjuvant.	79
Figure 2.11 : Images de la bentonite testée comme adjuvant.	80
Figure 2.12 : Dispositif expérimental développé par Dromer et al. (2004).....	81
Figure 2.13 Support du système de mesure de densité avec le moteur et base du système d'essai.	83
Figure 2.14 Support mobile et accouplements de mesure de la pression d'eau.....	83
Figure 2.15 : Capteur de pression Omega®PX243	85
Figure 2.16 : Caméra positionnée, montrant l'angle vertical de $\pm 10^\circ$ par rapport à l'horizontale.	86
Figure 2.17 : Probabilités des rayonnements issus de la désintégration du ^{153}Sm (Murray, 2009).	88

Figure 2.18 : Spectre d'énergie d'une source de ^{153}Sm (élaboré à partir des données du tableau des nucléides).....	88
Figure 2.19 : Source de rayonnement gamma : poudre d'oxyde de Samarium placé dans un contenant en plastique, avec un support en bois et un blindage en plomb.	89
Figure 2.20 : Photo du détecteur BICRON [®] utilisé au laboratoire	90
Figure 2.21 : Description schématique d'un détecteur de radiation (tiré de Rapin, 2002).....	90
Figure 2.22 : Instruments du système de détection : générateur de haut voltage, socles de connexions (gauche) et écran de l'ordinateur servant de multicanal (droite).	91
Figure 2.23 : Piston pour l'application des surcharges, à gauche. Placement des poids pour l'application de la surcharge au sommet de la colonne, à droite.	93
Figure 2.24 : Échantillonnage de la boue de traitement à la fin d'un essai.	95
Figure 2.25 : Scissomètre Geonor [®] utilisé pour mesurer la résistance au cisaillement (C_u). .	95
Figure 2.26 : Dispositifs expérimentaux pour les essais de consolidation en petite colonne	97
Figure 2.27 : Vue supérieure du dispositif expérimental. Le comparateur à cadran mesure le déplacement vertical du cadre qui applique la charge sur le piston, par le biais d'une boule en acier.	98
Figure 2.28 : Évaluation de la double source radioactive. À gauche : colonne utilisée pour les essais. À droite : colonne avec la boue Selbaie.	102
Figure 2.29 : Schéma du simple balayage et du double balayage pour obtenir un profil de teneur en eau.	103
Figure 2.30 : Capteur de pression différentielle Omega [®] PX26-001DV.	105
Figure 2.31 : Capteur de pression Omega [®] PX26-001DV, tube en plastique et connecteur électrique.....	106
Figure 2.32 : Assemblage de tuyauterie en plastique et en PFA pour la connexion hydraulique des capteurs de pression différentielle sur la grande colonne d'essai.	107
Figure 2.33 : Capteurs de pression différentielle fixés à la grande colonne d'essai.	107
Figure 2.34 : Capteur de pression installé à la base de la grande colonne.	109
Figure 2.35 : Vue d'ensemble du système des surcharges avec le bras de levier; on voit aussi la fixation au mur en béton et l'appui sur la tige principale du système.	110
Figure 2.36 : Schéma de l'application d'un gradient hydraulique sur l'échantillon dans l'essai CGHI.....	112

Figure 2.37 : Mesure de la résistance au cisaillement non drainée C_u de la boue à l'aide d'un scissomètre.	116
Figure 2.38 : Photo du dispositif expérimental utilisé pour les essais de sédimentation sur les mélanges de boue amendée.	117
Figure 2.39 : Photo du moule P1, utilisé pour l'essai au perméamètre à paroi rigide.	119
Figure 3.1 : Mesure de la hauteur de l'interface eau/boue (par rapport au bas de la colonne) en fonction du temps pour l'essai préliminaire P2.	121
Figure 3.2 : Pressions interstitielles en fonction du temps (essai P2).	122
Figure 3.3 : Évolution des profils de densité, avant et après l'application des surcharges.	122
Figure 3.4 : Variation de la résistance au cisaillement non drainée C_u en fonction de la teneur en eau et de l'indice de vides de la boue (essai P2 sur les boues Inmet).	126
Figure 3.5 : Résultat d'un essai de consolidation en petite colonne avec la boue Inmet.	127
Figure 3.6 : Mesure de la position de l'interface eau/boue en fonction du temps durant l'essai CCTI sur le kaolin pour divers niveaux de mise en charge.	129
Figure 3.7 : Évolution des profils de teneur en eau avant et après l'application des surcharges pour l'essai CCTI sur le kaolin.	129
Figure 3.8 : Pressions interstitielles différentielles entre deux points de mesure en fonction du temps pour l'essai CCTI sur le kaolin, pour divers niveaux de mise en charge.	130
Figure 3.9 : Évolution des pressions interstitielles en excès u_e durant l'étape de consolidation sous poids propre pour le kaolin.	131
Figure 3.10 : Mesure de la position de l'interface eau/boue en fonction du temps durant l'essai CCTI sur la boue de traitement Selbaie, pour divers niveaux de mise en charge.	132
Figure 3.11 : Évolution des profils de teneur en eau avant et après l'application des surcharges pour l'essai CCTI sur la boue de traitement Selbaie.	133
Figure 3.12 : Pressions interstitielles différentielles entre deux points de mesure en fonction du temps pour l'essai CCTI sur la boue de traitement Selbaie, pour divers niveaux de mise en charge.	133
Figure 3.13 : Dissipation des pressions interstitielles en excès u_e durant l'étape de consolidation sous poids propre pour la boue de traitement Selbaie (essai CCTI).	134
Figure 3.14 : Mesure de la position de l'interface eau/boue en fonction du temps durant l'essai CGHI sur le kaolin pour divers niveaux de mise en charge.	135

Figure 3.15 : Évolution des profils de teneur en eau avant et après l'imposition des gradients pour l'essai CGHI sur le kaolin.	136
Figure 3.16 : Pressions interstitielles différentielles entre deux points de mesure en fonction du temps pour l'essai CGHI sur le kaolin, pour divers gradients imposés.	136
Figure 3.17 : Dissipation des pressions interstitielles en excès u_e durant l'étape de consolidation sous poids propre pour le kaolin avec drainage inférieur.	137
Figure 3.18 : Mesure de la position d'interface eau/boue en fonction du temps durant l'essai CGHI sur la boue de traitement de la mine Selbaie pour divers niveaux de mise en charge.....	138
Figure 3.19 : Évolution des profils de teneur en eau avant et après l'imposition des surcharges hydrauliques pour l'essai CGHI sur la boue de traitement Selbaie.	138
Figure 3.20 : Pressions interstitielles différentielles entre deux points de mesure en fonction du temps pour l'essai CGHI sur la boue de traitement Selbaie, pour divers gradients imposés.	139
Figure 3.21 : Évolution des pressions interstitielles en excès u_e durant l'étape de consolidation sous poids propre pour la boue de traitement Selbaie avec drainage à la base. ...	139
Figure 3.22 : Résistance au cisaillement non drainée en fonction de l'indice de vides e et de la teneur en eau $w(\%)$ pour le kaolin (tous les essais).	141
Figure 3.23 : Résistance au cisaillement non drainée en fonction de l'indice de vides e et de la teneur en eau $w(\%)$ pour la boue de traitement Selbaie (tous les essais).....	142
Figure 3.24 : Variation de la position de l'interface eau-boue en fonction du temps pour cinq essais de sédimentation sur la boue de traitement Selbaie (avec $P = 1 \%$), sans ajouts. Échelle linéaire (a) et échelle semi-logarithmique (b).....	143
Figure 3.25 : Sédimentation de la boue de traitement sans ajout et avec des ajouts de 2, 5 et 10 % (solide) de poudre de dolomite.	144
Figure 3.26 : Sédimentation de la boue de traitement sans ajout et avec des ajouts de 2, 5 et 10 % (solide) de laitier.....	144
Figure 3.27 : Sédimentation de la boue de traitement sans ajout et avec des ajouts de 2, 5 et 10 % (solide) de cendres volantes.	145
Figure 3.28 : Sédimentation de la boue de traitement sans ajout et avec des ajouts de 2, 5 et 10 % (solide) de rejets Omya.	145

Figure 3.29 : Sédimentation de la boue de traitement sans ajout et avec des ajouts de 2, 5 et 10 % (solide) de ciment CP10.....	146
Figure 3.30 : Sédimentation de la boue de traitement sans ajout et avec des ajouts de 2, 5 et 10 % (solide) de rejets Sigma.	146
Figure 3.31 : Sédimentation de la boue de traitement sans ajout et avec des ajouts de 2, 5 et 10 % (solide) de bentonite.	147
Figure 3.32 : Sédimentation de la boue de traitement sans ajout et avec des ajouts de 2, 5 et 10 % (solide) de kaolin.	147
Figure 3.33 : Essais de compression en petites colonnes sur la boue de traitement sans ajout et avec l'ajout de 1% et 2% (en poids sec) de CP10.	150
Figure 3.34 : Essais de compression en petites colonnes sur la boue de traitement sans ajout et avec l'ajout de 2% et 10% (en poids sec) de rejets Omya SPS.	150
Figure 3.35 : Relations entre la conductivité hydraulique k et l'indice des vides e pour le kaolin; essais sous contrainte totale (CCTI) et sous chargement hydraulique (CGHI).....	156
Figure 3.36 : Relations entre la conductivité hydraulique k et l'indice des vides e pour la boue de traitement Selbaie; essais CCTI, CGHI, de compression en petite colonne et au perméamètre à paroi rigide.	157
Figure 3.37 : Valeurs calculées et relation estimée entre l'indice des vides e et la contrainte effective σ' pour les essais en colonne sur kaolin (échelle semi-logarithmique).	160
Figure 3.38 : Valeurs calculées et relation estimée entre l'indice des vides e et la contrainte effective σ' pour la boue de traitement Selbaie (échelle semi-logarithmique).....	161
Figure 3.39 Variation de la conductivité hydraulique k avec la contrainte effective σ' pour le kaolin (déduite des deux types d'essai).....	162
Figure 3.40 Valeurs k_{rel} (k normalisée par rapport à la valeur de la conductivité hydraulique correspondant à une contrainte effective de 1 kpa) pour le kaolin, pour les deux types d'essai.	163
Figure 3.41 Variation de la conductivité hydraulique k avec la contrainte effective σ' pour la boue de traitement Selbaie (déduite des deux types d'essai).	164
Figure 3.42 Valeurs de k_{rel} (k normalisée par rapport à la valeur de la conductivité hydraulique correspondant à une contrainte effective de 1 kPa) pour la boue de traitement Selbaie (pour les deux types d'essai).....	164

Figure 3.43 Variation du coefficient λ avec le niveau de la contrainte effective pour le kaolin et la boue de traitement Selbaie (Selbaie-CGHI, Kaolin-CCTI et Kaolin-CGHI).	166
Figure 4.1 : Schéma du modèle conceptuel d'un essai oedométrique simulé avec SIGMA/W.....	172
Figure 4.2 : Courbe de compression d'un essai oedométrique sur l'argile bleue simulé avec le logiciel SIGMA/W et points expérimentaux (données tirées de Bowles, 1978).....	174
Figure 4.3 : Dissipation des pressions interstitielles en excès u_e après l'application de la contrainte verticale de 100 kPa.	175
Figure 4.4 : Résultats de la simulation montrant la hauteur de l'échantillon en fonction du temps pour le palier avec une contrainte verticale de 100 kPa, et estimation du paramètre t_{50}	176
Figure 4.5 Schéma du modèle axisymétrique d'un essai en colonne simulé avec SIGMA/W.....	178
Figure 4.6 Schéma du modèle axisymétrique d'un essai CGHI simulé avec SIGMA/W.	180
Figure 4.7 : Simulation de la dissipation des pressions interstitielles en excès u_e durant l'étape de consolidation sous poids propre sur la boue de traitement Selbaie. Drainage vers le haut et vers le bas.....	182
Figure 4.8 : Position de l'interface eau/boue en fonction du temps pour un essai CGHI sur la boue de traitement obtenue par la simulation réalisée avec SIGMA/W.....	182
Figure 4.9 : Simulation numérique de l'évolution des profils de l'indice des vides avant et après l'application des surcharges pour un essai CGHI sur la boue de traitement Selbaie.	183
Figure 4.10 : Dissipation des pressions interstitielles en excès u_e durant l'étape de consolidation sous poids propre sur la boue de traitement; comparaison des résultats numériques et expérimentaux pour un essai CGHI. Drainage vers le haut et vers le bas.	184
Figure 4.11 : Position de l'interface eau/boue en fonction du temps pour un essai CGHI sur la boue de traitement; comparaison des résultats expérimentaux et numériques.....	184
Figure 4.12 : Comparaison des données expérimentales (points) et numériques (lignes) de l'évolution des profils de l'indice des vides, avant et après l'application des surcharges pour un essai CGHI sur la boue de traitement.	185
Figure 4.13 Schéma du modèle axisymétrique d'un essai CCTI simulé avec SIGMA/W.....	186

Figure 4.14 : Simulation de la dissipation des pressions interstitielles en excès u_e durant l'étape de consolidation sous poids propre sur la boue de traitement Selbaie.	188
Figure 4.15 : Position d'interface eau/boue en fonction du temps pour un essai CCTI sur la boue de traitement, obtenue par la simulation réalisée avec SIGMA/W.....	189
Figure 4.16 : Simulation numérique de l'évolution des profils de l'indice des vides avant et après l'application des surcharges sur la boue de traitement Selbaie.....	189
Figure 4.17 : Dissipation des pressions interstitielles en excès u_e durant l'étape de consolidation sous poids propre sur la boue de traitement; comparaison des résultats numériques et expérimentaux (drainage vers le haut seulement).	190
Figure 4.18 : Position de l'interface eau/boue en fonction du temps pour un essai CCTI sur la boue de traitement; comparaison des résultats expérimentaux et numériques.....	191
Figure 4.19 : Comparaison des données expérimentales (points) et résultats numériques (lignes) sur l'évolution des profils de l'indice des vides, avant et après l'application des surcharges pour un essai CCTI sur la boue de traitement Selbaie.	192
Figure 4.20 : Données expérimentales tirées de Been et Sills (1981) pour le sédiment de Combwich : a) variation de la conductivité hydraulique k en fonction de l'indice des vides e ; b) variation de l'indice des vides e en fonction de la contrainte effective σ'	193
Figure 4.21 : Détermination de la relation entre la conductivité hydraulique et l'indice de vides pour le sédiment de Combwich à partir des données expérimentales de Been et Sills (1981).....	194
Figure 4.22 : Détermination de la relation entre l'indice de vides et la contrainte effective pour le sédiment de Combwich, à partir des données expérimentales de Been et Sills (1981).....	194
Figure 4.23 Variation de la conductivité hydraulique k avec la contrainte effective σ' pour le sédiment de Combwich; la relation est déduite des figures 4.21 et 4.22.	195
Figure 4.24 Valeurs de la conductivité hydraulique relative (normalisée par rapport à la valeur correspondante à une contrainte effective de 1 kPa) pour le sédiment de Combwich. ...	195
Figure 4.25 Schéma du modèle axisymétrique utilisé pour simuler l'essai no 15 de Been et Sills (1981) avec SIGMA/W.....	197

Figure 4.26 : Résultats de la simulation numérique menée avec SIGMA/W, qui montre la dissipation des pressions interstitielles en excès pour l'essai no 15 (drainage vers le haut) de Been et Sills (1981).....	198
Figure 4.27 : Position de l'interface eau/sédiment en fonction du temps obtenue avec SIGMA/W pour l'essai sur le sédiment de Combwich.	199
Figure 4.28 : Simulation numérique de l'évolution des profils de l'indice des vides obtenu avec SIGMA/W pour l'essai sur le sédiment de Combwich.	200
Figure 4.29 : Dissipation des pressions interstitielles en excès durant l'étape de consolidation sous poids propre; comparaison des données expérimentales pour l'essai no 15 de Been et Sills (1981) avec la simulation effectuée à l'aide de SIGMA/W.	200
Figure 4.30 : Position d'interface eau/sédiment en fonction du temps pour un essai 15 de Been et Sills (1981); comparaison des données expérimentales et numériques.	201
Figure 4.31 : Comparaison des données expérimentales (traits pointillés) et numériques (traits pleins) de l'évolution des profils de l'indice des vides de la sédimentation et consolidation sous poids propre pour l'essai no 15.....	202
Figure 4.32 : Schéma des cas simulés pour évaluer le comportement des boues dans des bassins de stockage. Remplissage par couches de 0,2 m (cas a), 0,5 m (cas b) et 1 m (cas c).....	203
Figure 4.33 : Évolution des pressions interstitielles en excès en fonction de la position pour un bassin au fond imperméable et un taux de remplissage de 1 m par an. Analyse numérique par couches de 0,2 m (cas a), 0,5 m (cas b) et 1 m (cas c).	205
Figure 4.34 : Simulation de l'évolution de la pression interstitielle en excès en fonction du temps au fond d'un bassin imperméable, pour un taux de remplissage de 1 m/an. Analyse par ajout de couches de 0,2 m, 0,5 m et 1 m d'épaisseur.	207
Figure 4.35 : Relation théorique entre la hauteur relative et le degré de consolidation pour diverses valeurs du facteur temps (T) pour un remplissage en continue d'un bassin imperméable (adaptée de Gibson, 1958).	208
Figure 4.36 : Évaluation des pressions interstitielles en excès en fonction de la position pour un bassin au fond imperméable, avec un taux de remplissage de 5 m/an. Analyse numérique par couches d'épaisseur de 0,2 m (a), 0,5 m (b) et 1 m (c); on présente aussi la solution de Gibson, 1958 (d) pour un remplissage en continu.....	209

Figure 4.37 : Évolution des pressions interstitielles en excès en fonction de la position pour un bassin au fond imperméable, avec un taux de remplissage de 10 m par an. Analyse numérique par couches d'épaisseur de 0,2 m (a), 0,5 m (b) et 1 m (c); on présente aussi la solution de Gibson, 1958 (d) pour un remplissage en continu.....	211
Figure 4.38 : Résultat des simulations de la pression interstitielle en excès u_e en fonction du temps à fond d'un bassin au fond imperméable, pour un taux de remplissage de 10 m/an; analyses numériques réalisées pour les couches de 0,2 m, 0,5 m, 1 m d'épaisseur, et pour un remplissage en continu avec la solution de Gibson (1958).....	213
Figure 4.39 : Simulation de la pression interstitielle en excès en fonction du temps au fond d'un bassin au fond imperméable, avec un taux de remplissage de 10 m/an. Les analyses numériques considérées des couches de 0,2 m, 0,5 m, 1 m d'épaisseur; la solution de Gibson (1958) est basée sur un remplissage en continu.	214
Figure 4.40 : Schéma du bassin d'entreposage « Brenda » pour la fraction fine de résidus miniers (tiré de Mittal et Morgenstern, 1976).....	215
Figure 4.41 : Détermination de la relation entre la conductivité hydraulique (k) et l'indice de vides (e) pour les résidus miniers à partir des données expérimentales de Mittal et Morgenstern (1976) (Brenda slimes P-2 et Bethlehem slimes).	216
Figure 4.42 : Détermination de la relation entre l'indice de vides (e) et la contrainte effective (σ') pour les résidus miniers à partir des données expérimentales de Mittal et Morgenstern (1976) (Brenda slimes P-2 et Bethlehem slimes).	216
Figure 4.43 Variation de la conductivité hydraulique k en fonction de la contrainte effective σ' pour les deux résidus miniers (Brenda slimes P-2 et Bethlehem slimes).....	217
Figure 4.44 Valeurs de k relative (normalisée par rapport à la valeur de la conductivité hydraulique correspondant à une contrainte effective de 1 kPa) pour les résidus miniers (Brenda slimes P-2 et Bethlehem slimes).	217
Figure 4.45 Variation du coefficient λ avec le niveau de la contrainte effective pour les résidus miniers (Brenda slimes P-2 et Bethlehem slimes).....	218
Figure 4.46 : Schéma du modèle pour la simulation unidimensionnelle du comportement des bassins de résidus Brenda slimes P-2 (a) et Bethlehem slimes (b).	219
Figure 4.47 : Pression interstitielle en fonction de la profondeur pour les résidus Bethlehem; comparaison entre les mesures de terrain, la solution de Gibson (présentée par	

Mittal et Morgenstern, 1976) et les résultats de la simulation numériques obtenus avec SIGMA/W (après 7,5 ans de remplissage).	220
Figure 4.48 : Pression interstitielle en fonction de la profondeur pour les résidus Brenda (P-2); comparaison entre les mesures de terrain, la solution de Gibson (présentées par Mittal et Morgenstern, 1976) et les résultats numériques obtenus avec SIGMA/W (après 2,3 années de remplissage).	221
Figure 4.49 : Schéma du modèle pour la simulation 1D des bassins d'entreposage des boues de traitement avec fond perméable. Remplissage par couches de 1 m.....	222
Figure 4.50 Simulation des pressions interstitielles en excès du bassin d'entreposage de boues de traitement au fond perméable. Taux de remplissage 1 m/an (conductivité hydraulique du drain $k = 1$ m/jour).....	223
Figure 4.51 Simulation des pressions interstitielles en excès du bassin d'entreposage de boues de traitement au fond perméable. Taux de remplissage 1 m/an (Conductivité hydraulique du drain $k = 100$ m/jour).....	224
Figure 4.52 Relation théorique entre la hauteur relative et le degré de consolidation pour diverses valeurs du facteur temps (T) pour un remplissage en continue avec drainage au fond et au sommet (solution de Gibson, 1958).	225
Figure 4.53 : Valeurs calculées avec SIGMA/W des pressions interstitielles en excès du bassin, pour un remplissage de 10 m/an pour $k = 1$ m/j (a), $k = 100$ m/j (b) et la solution de Gibson (c).....	227
Figure 4.54 : Schéma du modèle de bassin d'entreposage des boues de traitement avec fond imperméable et paroi drainante. Le maillage du bassin est aussi montré. Échelle 1V : 5H.	228
Figure 4.55 : Évolution des pressions interstitielles en excès suite à l'ajout de la dernière couche de 1 m, lors du remplissage du bassin d'entreposage des boues de traitement La conductivité hydraulique k de la paroi drainante (digue) est de 100 m/j (a, à gauche) et $k = 1$ m/j (b, à droite).....	230
Figure 4.56 : Schéma du modèle de petit bassin d'entreposage des boues de traitement et du maillage. Le maillage du bassin est montré.	231
Figure 4.57 : Simulation de l'évolution des pressions interstitielles en excès pour un bassin d'entreposage circulaire des boues de traitement, un taux de remplissage de 1 m/an, après	

la déposition de la dernière couche en surface. La conductivité hydraulique k des couches drainantes est 1 m/j (a) et 100 m/j (b)..... 232

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

Sigles :

a_v	coefficient de compressibilité volumique (1/kPa).
A	activité d'une source radioactive (Bq).
c_v	coefficient de consolidation (m^2/s).
C	concentration (g/dm^3).
C_0	concentration initiale (g/dm^3).
C_U	coefficient d'uniformité (-).
C_c	indice de compression (1/kPa).
C_r	indice de récompression (1/kPa).
C_u	résistance au cisaillement non drainée (kPa).
d	densité (-).
d_0	densité initiale (-).
D	diamètre d'une sphère (m).
D_n	diamètre des grains (m).
D_r	densité relative des grains solides (-).
D_B	coefficient de diffusion Brownien (kg/s).
D_{10}	diamètre des grains à 10 % passant (m).
D_{17}	diamètre des grains à 17 % passant (m).
D_{50}	diamètre des grains à 50 % passant (m).
D_{60}	diamètre des grains à 60 % passant (m).
e	indice des vides (-).
e_0	indice des vides initial (-).
e_m	indice des vides minimale en sédimentation pure (-).
e_s	indice des vides maximale en consolidation (-).
f	résultant des forces de frottement (N).
F	fonction de la limite élastique (kPa).
g	accélération de la gravité (m/s^2).
h	hauteur de remplissage (m).

H	hauteur (m).
H_0	hauteur initiale (m).
H_f	hauteur finale (m).
i	gradient hydraulique (-).
I_1	premier invariant du tenseur de contraintes (kPa).
I_2	deuxième invariant du tenseur de contraintes (kPa ²).
J_2	deuxième invariant des contraintes déviatoriques (kPa ²).
k	conductivité hydraulique (m/s).
k_{rel}	conductivité hydraulique relative (m/s).
$k_{(1\text{ kPa})}$	conductivité hydraulique d'un matériau soumis à une contrainte effective de 1 kPa (m/s).
k_{lab}	conductivité hydraulique déduite des données du laboratoire (m/s).
k_{num}	conductivité hydraulique obtenues à partir des simulations numériques (m/s).
k_{sat}	conductivité hydraulique d'un matériau saturé (m/s).
K_0	coefficient des terres en repos (-).
L	distance (m).
m	taux de remplissage (m/an).
M	pente de la ligne d'état critique (à volume constant) (-).
M_s	masse des solides (kg).
M_t	masse totale (kg).
M_w	masse de l'eau (kg).
n	porosité (-).
OCR	rapport de sur-consolidation (-).
p	pression moyenne (kPa).
p'	pression moyenne effective (kPa).
p_c'	pression de pré-consolidation (kPa).
p_x'	pression isostate du sol dans son état critique (kPa).
P	densité de pulpe (%).
q	contrainte déviatorique (kPa).
q_i	débit (m ³ /s).
R	rayon d'une sphère (m).

S	surface spécifique (m^2).
S_F	facteur de forme (-).
S_T	sensivité des argiles (-).
t	temps (s).
t_{50}	temps requis pour obtenir 50% de consolidation (s).
T	facteur temps (-).
u	pression interstitielle (kPa).
u_0	pression hydrostatique (kPa).
u_e	pression interstitielle en excès (kPa).
U	degré de consolidation (%).
v	vitesse relative entre une particule et un fluide (m/s).
v_s	vitesse de déposition des grains (m/s).
v_w	vitesse absolue de l'eau (m/s).
V_v	volume des vides (m^3).
V_s	volume des solides (m^3).
V_t	volume total (m^3).
V_w	volume d'eau (m^3).
w	teneur en eau massique (%).
w_0	teneur en eau (massique) initiale (%).
w_L	limite de liquidité (%).
w_P	limite de plasticité (%).
W_s	poids sec (kN).
W_t	poids total (kN).
W_w	poids de l'eau (kN).
x	abscisses (m).
y	ordonnées (m).
z	position verticale (m).
Z	profondeur (m).
β	facteur de transition entre la sédimentation et la consolidation (-).
γ	poids volumique (kN/m^3).
γ_0	poids volumique initial (kN/m^3).

γ_d	poids volumique sec (kN/m ³).
γ_s	poids volumique du solide (kN/m ³).
γ_{sat}	poids volumique saturé (kN/m ³).
γ_w	poids volumique de l'eau (kN/m ³).
γ'	poids volumique déjaugé (kN/m ³).
γ_r	poids volumique relatif (-).
γ_{sub}	poids volumique immergé (kN/m ³).
Γ	volume spécifique (pour $p' = 1$) (m ³).
ΔH	charge hydraulique appliquée (m).
Δu	incrément de pression interstitielle (kPa).
$\Delta \sigma$	incrément de contrainte (kPa).
Δt	incrément du temps (s).
ΔV	incrément de volume (m ³).
ζ	coordonnée eulérienne pour définir la coordonnée matérielle (m).
η	viscosité dynamique (N.s/m ²).
η_w	viscosité dynamique de l'eau (N.s/m ²).
θ_{sol}	teneur volumique en solides (-).
θ_{sol0}	teneur volumique en solides initiale (-).
κ	pente de la ligne de sur-consolidation isotrope (1/kPa).
λ	pente de la ligne de consolidation normale isotrope (1/kPa).
μ	viscosité cinématique (m ² /s).
ν	coefficient du Poisson (-).
Π	pression osmotique (kPa).
ρ	masse volumique (kg/m ³).
ρ_0	masse volumique initiale (kg/m ³).
ρ_s	masse volumique des grains solides (kg/m ³).
ρ_w	masse volumique de l'eau (kg/m ³).
σ	contrainte totale (kPa).
σ'	contrainte effective (kPa).
σ_0	contrainte totale déjaugée (kPa).

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	contraintes principales (kPa).
σ_{axiale}	contrainte axiale (kPa).
$\sigma_{radiale}$	contrainte radiale (kPa).
σ'_{vmax}	contrainte effective maximale subie par le sol dans le passé (kPa).
σ'_{v0}	contrainte effective verticale actuelle (kPa).
ϖ	taux de déposition (m/s).
ϖ_0	taux de déposition en sédimentation pure (m/s).
ϕ'	angle de frottement interne (°).
\emptyset	diamètre (m).

Abréviations :

ASTM	American Society for Testing and Materials.
BHD	boues de haute densité.
CCM	Cam-Clay modifié.
CCTI	chargement par contrainte totale imposée.
CGHI	chargement par gradient hydraulique imposé.
CRSNG	Conseil de recherches en sciences naturelles et en génie du Canada.
DMA	drainage minier acide.
DRX	diffraction des rayons X.
EDP	équations aux dérivés partiels.
ICP-AES	Plasma Induit par Haute Fréquence en Analyse Chimique par Spectrométrie d'Émission.
KC	Kozeny-Carman.
KCM	Kozeny-Carman modifié.
MDDEP	Ministère du Développement Durable, de l'Environnement et des Parcs du Québec.
MEB	microscopie électronique à balayage.
MEF	méthode des éléments finis.
SI	système international d'unités.

URSTM	Unité de recherche et de service en technologie minérale de l'Abitibi-Témiscamingue
UQAT	Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue.

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE 1 – Complément sur les interactions intraparticulaires.....	264
ANNEXE 2 – Complément sur la calibration du dispositif de mesure de la densité.....	269
ANNEXE 3 – Mesure de la résistivité électrique de la boue.....	273
ANNEXE 4 – Complément sur les capteurs de pression différentielle.....	276
ANNEXE 5 – Résultats complémentaires des simulations sur le remplissage d'un bassin d'entreposage.....	278

INTRODUCTION

L'industrie minière produit de grandes quantités de sous-produits qui doivent être traités et entreposés de façon appropriée. Parmi ces sous-produits, on retrouve les boues de traitement des eaux du drainage minier acide (DMA), potentiellement toxiques, qui sont déversées dans des bassins conçus à cet effet. Les propriétés hydro-géotechniques de ces boues de traitement de DMA, en phase de sédimentation et de consolidation, sont mal connues car peu étudiées et analysées. Il existe toutefois dans la littérature des approches qui permettent de définir le comportement (en sédimentation et consolidation) de matériaux avec des caractéristiques assez semblables à celles des boues. On y retrouve ainsi des modèles de comportement qui pourraient s'appliquer au cas des boues de traitement. L'utilisation de ces modèles exige cependant une connaissance préalable des caractéristiques comportementales du matériau, en termes qualitatifs et quantitatifs. Les matériaux étudiés à ce jour incluent les résidus issus de la production d'aluminium (Azevedo et al., 1994), des suspensions de kaolins (Al-Tabbaa et Wood, 1987; Farrow et al., 2000; Masutti, 2001; Dromer, 2004), des sédiments prélevés par des opérations de dragage (Van Kessel et Fortijn, 2000) et des argiles naturelles déposées en milieu marin (Migniot, 1989; Alexis et Gallois, 1993; Gallois, 1995; Gallois et al., 1999; Bartholomeeusen et al, 2002; Merckelbach et Kranenburg, 2004). Les études sur ces matériaux apportent des éléments d'information utiles pour nous aider à solutionner les questions relatives à l'analyse du comportement des boues de traitement des eaux acides. Mais comme ces boues montrent un comportement particulier, en raison de leur composition et de leur nature (définies au chap. 1), les approches existantes ont dû être adaptées (modifiées) afin de pouvoir les appliquer aux matériaux visés par cette thèse.

Les nouvelles procédures d'essais développées ici pour obtenir les propriétés caractéristiques de la boue de traitement des eaux acides sont présentées en détail dans la thèse. Ce matériau a une teneur en eau w ($> 300\%$) et un indice des vides e (> 35) plus grands que ceux des autres matériaux précités. La méthode d'interprétation des essais, également présentée dans ce qui suit, tient compte de ces caractéristiques.

La comparaison avec des données obtenues sur d'autres matériaux très déformables, tirées de la littérature, sert aussi à valider les modèles et les approches adoptés dans ce projet.

Les propriétés caractéristiques des boues de traitement sont obtenues à partir d'essais menés dans une grande colonne instrumentée. Les résultats de ces essais sont analysés à partir de simulations numériques, qui servent aussi à évaluer le comportement des boues suite à leur déposition dans des bassins d'entreposage.

Les objectifs du projet peuvent être résumés comme suit :

- Mettre au point un montage, une procédure expérimentale et une méthode d'interprétation permettant de déterminer les paramètres qui caractérisent le comportement de boues de traitement en phase de sédimentation et (surtout) de consolidation;
- Déterminer des lois de comportement pour représenter l'évolution des paramètres clés, i.e. la variation de la conductivité hydraulique (k) en fonction de l'indice des vides (e) et la variation de l'indice des vides en fonction de la contrainte effective (σ');
- Analyser le comportement des boues dans des conditions unidimensionnelles à partir d'une approche numérique, qui peut être validée par les essais de laboratoire;
- Simuler le remplissage des bassins avec les boues de traitement et leur comportement subséquent;
- Évaluer différentes configurations géométriques et l'influence des conditions aux frontières et des propriétés des matériaux, afin de proposer une méthode de déposition pour de futurs bassins.

Le contenu spécifique de la thèse s'articule comme suit :

Chapitre 1 : Revue de la littérature. Ce chapitre présente un sommaire sur les techniques de production des boues de traitement du DMA, suivi d'une revue des théories sur le comportement des matériaux formés de particules fines en suspension suite à leur déposition. On revoit aussi les principales approches expérimentales, analytiques et numériques disponibles pour l'étude des matériaux ayant des caractéristiques assez semblables aux boues de traitement des eaux acides. On présente également diverses lois de comportement qui gouvernent les processus de sédimentation et de consolidation.

Chapitre 2 : Présentation des matériaux, dispositifs, et méthodes expérimentales. Ce chapitre décrit les développements qui ont menés aux protocoles expérimentaux et les méthodes utilisées

pour caractériser le comportement des boues de traitement en phase de sédimentation et de consolidation (avec une plus grande emphase sur ce dernier aspect).

Chapitre 3 : Résultats expérimentaux. On y présente l'ensemble des données expérimentales, avec un traitement préliminaire des résultats afin notamment de déterminer les relations $k-e$ et $e-\sigma'$, ainsi que d'autres paramètres requis (ou utiles) pour simuler le comportement des boues de traitement. On présente aussi quelques résultats préliminaires sur l'effet de l'ajout d'amendements pour modifier certaines caractéristiques de ces boues à court terme.

Chapitre 4 : Simulations numériques. Ce chapitre décrit les modélisations numériques réalisées pour compléter l'analyse des résultats expérimentaux. Ceci inclut une validation de l'approche numérique, à partir des résultats d'essais faits au laboratoire. L'approche est aussi appliquée pour reproduire des essais tirés de la littérature. Enfin, diverses simulations sont menées afin d'analyser le comportement des boues lors du remplissage des bassins d'entreposage. Ceci est suivi d'une discussion des résultats.

Une conclusion et des recommandations complètent la thèse.

Les principales contributions de ce projet incluent le développement d'une approche expérimentale originale permettant de caractériser le comportement des boues de traitement des eaux acides (et des matériaux analogues), l'élaboration d'une méthode d'interprétation de ces résultats d'essais, la validation d'une approche pour simuler numériquement la consolidation des boues et l'analyse du comportement de celles-ci lors de leur déposition dans des bassins d'entreposage in situ.

CHAPITRE 1 REVUE DES ÉTUDES SUR LA PRODUCTION, SÉDIMENTATION ET CONSOLIDATION DES BOUES

1.1 Généralités

L'industrie minière génère de grandes quantités de sous-produits qui doivent être traités et/ou emmagasinés. Les boues de traitement sont produites et déversées dans des bassins d'entreposage. Le comportement des boues dans ces bassins d'entreposage est le principal intérêt de cette étude. Les deux processus principaux qui caractérisent les boues dans un bassin sont la sédimentation et la consolidation.

La sédimentation est définie comme étant le processus de chute de particules solides (particules, floccs, agrégats...) dans un liquide immobile sous l'action de la pesanteur et des forces de frottements dues à la viscosité du fluide. Au cours de ce processus, les grains sont éloignés les uns des autres de sorte que les contraintes effectives (provenant des contacts directs entre particules) sont nulles.

La consolidation correspond au tassement et à la densification d'un dépôt par évacuation d'une partie du liquide interstitiel sous l'action de la pression due au poids propre des grains et/ou à un chargement extérieur. Dans ce processus, le fluide interstitiel circule dans la matrice solide constituée par des grains voisins ou en contact.

Les deux phénomènes sont souvent analysés de manière distincte. Le système est alors considéré du point de vue de la suspension ou du sol mou très compressible, de sorte que l'on distingue d'une part les travaux des hydrauliciens et sédimentologues, et d'autre part ceux des géotechniciens et mécaniciens des sols. Chacune de ces disciplines décrit généralement le problème à partir de paramètres différents.

Cependant, dans le processus réel de déposition des boues (i.e. matériaux aux particules fines dans l'eau), les phénomènes de sédimentation et de consolidation se succèdent, coexistant dans le temps et se confondant dans l'espace en un processus continu. Certains auteurs se sont donc attaqués à proposer des extensions aux théories classiques, introduisant la notion de transition entre les deux phases, en vue d'obtenir des formulations susceptibles de gouverner l'ensemble du processus. D'autres ont fait porter leurs efforts sur le développement de modèles constitutifs et numériques simulant les phases de sédimentation et de consolidation; le succès de ces modèles dépend de la détermination des paramètres des lois de comportement. Des théories unificatrices

et des modèles traitant le phénomène dans son intégralité ont ainsi émergé, mais la synthèse des deux phases du processus continue d'être l'objet de certaines controverses.

Dans ce qui suit on présente une description de la production des boues de traitement des eaux acides. Après un bref rappel des caractéristiques minéralogiques des sédiments usuels et de leur comportement en milieu aqueux, on présente une description de la physique des phénomènes de sédimentation et de consolidation appliquée au cas de matériaux fins, pour lesquels la continuité du processus est plus particulièrement évidente. On se consacrera ensuite à la présentation des théories abordant les phénomènes de manière indépendante, puis à celles proposant une approche unifiée. Finalement, on présentera une révision des résultats expérimentaux et numériques disponibles dans la littérature sur le sujet.

1.2 Les boues de traitement des eaux minières acides

Dans cette section, on présente une brève revue sur la formation du drainage minier acide (DMA), la neutralisation et le traitement de celui-ci, et la gestion des boues issues du traitement de ces eaux acides. La majeure partie des informations présentées ici est tirée de l'ouvrage d'Aubertin et al. (2002). On peut également trouver plus d'informations dans la littérature récente sur le sujet (e.g. Anon, 1987, 1988; MacDonald et al., 1989; Kuyucak, 1994; SENES, 1994, 1999; Skousen et Ziemkiewicz, 1995; MEND, 1996, 2004; Morin et Hutt, 1997; Younger et al., 2002; Brown et al., 2002; Aubé, 2004; Bergendahl, 2008; Aubé et Zinck, 2009).

1.2.1 Définition du drainage minier acide

Le drainage minier acide, DMA, est le résultat de la circulation des eaux de surface et souterraines à travers les composantes d'un site minier (rejets du concentrateur, haldes de roches stériles, galeries de mine, etc.). Le DMA est caractérisé par un faible pH (< 5) et une acidité élevée, des concentrations en métaux lourds et en sulfates solubles élevées et l'absence relative de matière organique. Les exploitations minières, souterraines ou à ciel, ouvert visant à l'extraction de métaux de base (Cu, Pb, Zn, Fe, etc.), de métaux précieux (Au, Ag, Pt), d'uranium ou de charbon sont susceptibles de générer du DMA par l'exposition de grandes quantités de matériaux rocheux sulfureux. Sur la figure 1.1, on présente de façon schématisée diverses composantes du cycle de production de DMA pour une halde de roches stériles. La mise en solution des métaux lourds et autres éléments présents dans ces matériaux peut engendrer un danger pour l'environnement, d'où une préoccupation grandissante pour ce problème (à l'échelle

tant nationale qu'internationale). Lorsqu'il n'est pas possible d'éliminer le problème à la source par un contrôle de la disponibilité des éléments constitutants (O_2 , H_2O , sulfure), on doit éviter la contamination des eaux de surface et souterraines par le DMA. Pour cela il existe un certain nombre de techniques de traitement des eaux contaminées.

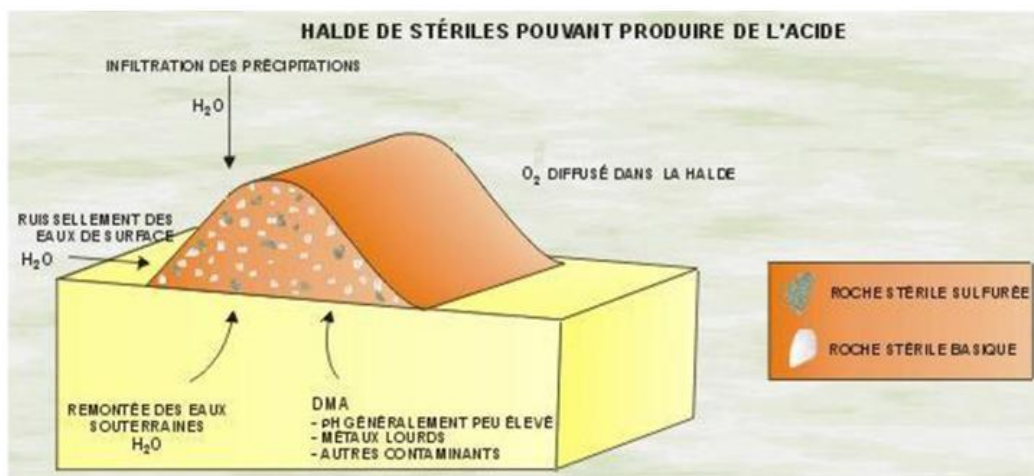


Figure 1.1 : Schéma du processus de formation du DMA (Tiré de Aubertin et al., 2002)

1.2.2 Traitement du drainage minier acide

Différentes méthodes de traitement peuvent être utilisées pour neutraliser le DMA. Ces méthodes permettent de retourner dans l'environnement un effluent non toxique qui respecte les normes environnementales (qui sont de plus en plus sévères). On compte parmi ces techniques : la neutralisation chimique, le traitement biologique, l'osmose inverse, la distillation, l'extraction par solvant et l'extraction par électrolyse ou par membranes (Aubertin et al., 2002).

La neutralisation chimique est très largement utilisée pour les problèmes de DMA. La neutralisation à la chaux, parce qu'elle est efficace, fiable et relativement peu coûteuse, représente actuellement la méthode la plus utilisée par l'industrie. Des techniques de traitement avec récupération des métaux existent également, mais leur coût est encore trop élevé. On peut cependant mentionner le cas de la mine Caribou, N-E, où la technologie de BioteQ (BioteQ, 2011) est utilisée pour récupérer les métaux.

La neutralisation chimique, qui permet la création d'un effluent répondant aux normes environnementales, produit un rejet sous forme de boues contenant les métaux lourds et autres éléments potentiellement toxiques (figure 1.2).

Il existe plusieurs méthodes de neutralisation chimique que l'on peut différencier par la quantité et la nature des boues produites. La densité de pulpe (P) des boues, qui est très variable d'une technique à l'autre, a une influence directe sur le volume d'entreposage. Étant donné les très importantes quantités d'eau nécessaires à l'exploitation d'une mine et les quantités de DMA qui peuvent potentiellement en découler, une mine est susceptible de produire énormément de boues qu'il faut stocker tout au long de la vie de l'exploitation et même au-delà, après sa fermeture.

On fait ici la distinction entre les procédés de production des boues à « basse densité » (avec $1\% < P < 3\%$), et à « haute densité » (avec $10\% < P < 30\%$). La valeur de P est définie par :

$$P (\%) = \left(\frac{W_S}{W_T} \right) \cdot 100 = \frac{1}{1 + w} \cdot 100 \quad (1.1)$$

Où : W_S est le poids sec (ou du solide, en N), W_T est le poids total (N) et w est la teneur en eau (%).



Figure 1.2 : Bassin de stockage de boues haute densité (BHD). Source : Chaire Industrielle CRSNG Polytechnique-UQAT Environnement et gestion des rejets miniers.

Les boues provenant des activités d'extraction et de traitement sont considérées comme des rejets miniers au sens de la Loi sur les mines (M-13.1, a.1). En conséquence, on peut les entreposer dans un parc à résidus miniers. En l'absence d'un tel parc, on devra les disposer conformément aux exigences de la Directive 019 du MDDEP (Ministère du Développement Durable, de l'Environnement et des Parcs) du Québec. Il est également possible d'envoyer les boues dans un

lieu d'enfouissement sanitaire si on les déshydrate d'abord. On peut aussi les expédier en d'autres lieux autorisés.

1.2.3 Neutralisation du drainage minier acide

Un traitement chimique typique à la chaux est généralement composé de 5 étapes successives (Aubertin et al., 2002; Aubé, 2004) :

- préparation du « lait de chaux »;
- mise en contact avec le DMA et augmentation du pH;
- oxydation du fer ferreux (Fe^{2+}) en fer ferrique (Fe^{3+});
- formation et floculation des précipités;
- séparation des solides.

La neutralisation de l'eau est effectuée à l'aide d'un agent alcalin. Dans l'industrie minière, la chaux vive et la chaux hydratée sont les agents alcalins les plus utilisés. Pour ces deux agents chimiques, on emploie un lait (ou une solution) de chaux afin de contrôler le pH de l'effluent traité.

L'efficacité de la neutralisation est liée de près à la réactivité de la chaux utilisée. Cette réactivité varie selon la surface spécifique qui dépend de la grosseur et de la géométrie des particules. Les autres facteurs pouvant affecter l'efficacité de la neutralisation comprennent le mode d'agitation, le temps de mise en contact et le pH de la solution.

Le lait de chaux est mélangé au DMA afin de rehausser le pH, ce qui permet la précipitation des métaux. Les principales réactions en jeu sont (Aubertin et al., 2002) :



Me^{x+} représente ici les métaux autres que le fer présents dans le DMA (Al, Cu, Pb, Zn, etc).

Selon les métaux en présence dans la solution, on ajustera le pH afin de neutraliser le DMA. Pour le fer ferrique et l'aluminium, un pH de 7 convient. Dans le cas d'autres métaux lourds tels que le

cuiivre, le plomb ou le zinc, on devrait atteindre des valeurs de pH au-delà de 9. La figure 1.3 montre la solubilité des métaux selon le pH.

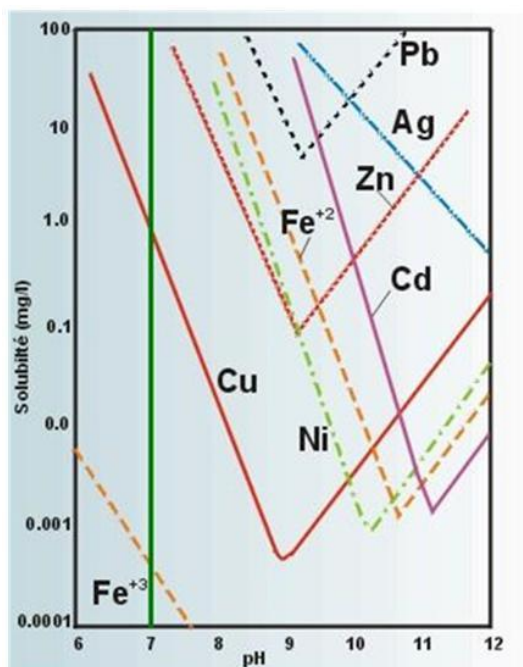
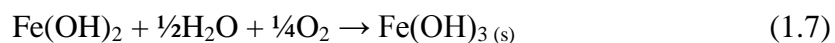
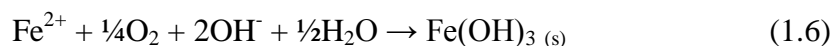


Figure 1.3 : Diagramme de la solubilité des métaux selon le pH (d'après Lawrence, 1995).

Dans le procédé de traitement, on favorise l'oxydation du fer ferreux en fer ferrique car ce dernier précipite plus aisément. Cette étape est régie par les équations suivantes (Aubertin et al., 2002) :



Lors de l'étape de neutralisation, on observe des concentrations de gypse jusqu'à 10 % dans les boues de traitement du DMA. Cela est causé par la réaction entre les sulfates SO_4^{2-} et le calcium Ca^{2+} . Cette réaction, quoique lente comparée à la précipitation des métaux, peut engendrer des problèmes de pompage de la solution et de dépôts dans les tuyauteries ou les instruments.

L'étape suivante concerne la précipitation et la floculation des précipités. Afin d'accélérer la précipitation des particules d'hydroxydes de métaux (qui sont très petites), on ajoute souvent un floculant dont la propriété est de regrouper ces minuscules particules en agglomérats appelés flocs. Le processus de floculation comporte trois étapes principales (Demers, 2002) :

- Déstabilisation des particules fines par altération des charges de surface afin de réduire la répulsion entre les particules;

- Formation de floccs et accroissement de la taille des particules colloïdales;
- Limitation de la taille maximale par cassure des floccs.

La sédimentation est grandement facilitée et l'efficacité de la séparation solide-liquide est accrue par la formation des floccs. Les flocculants généralement utilisés sont des polymères à haute densité, peu ou modérément anioniques.

La dernière étape de la neutralisation du DMA est la séparation solide-liquide. À ce niveau du traitement, il s'agit de séparer les floccs de l'eau qui pourrait devenir l'effluent final. Selon la méthode de traitement, on peut utiliser un bassin de sédimentation (avec un temps de rétention suffisamment long pour qu'il ne soit pas nécessaire d'utiliser un flocculant), un clarificateur traditionnel, ou encore un clarificateur à lamelles (en cas de manque d'espace).

Ces différentes composantes du traitement du DMA sont illustrées à la figure 1.4.

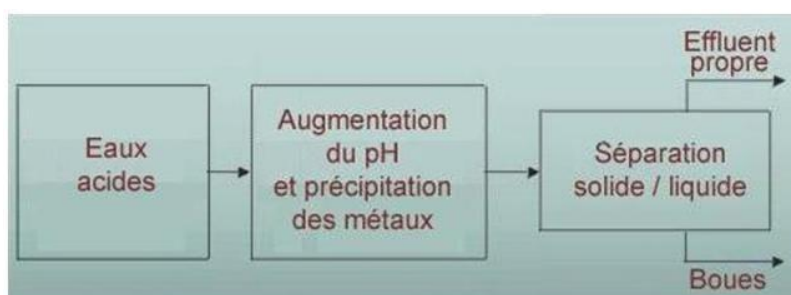


Figure 1.4 : Composantes générales du traitement des eaux acides (Tiré de Aubertin et al., 2002)

Comme il a été mentionné, le volume de boue engendré est un des éléments majeurs à contrôler. Afin de générer des boues à haute densité, BHD (« High Density Sludge », HDS, en anglais), il est nécessaire de recirculer une certaine proportion du mélange dans le système de neutralisation (Aubé, 2004).

Un traitement avec BHD permet généralement de récupérer au delà de 95 % des particules solides. L'effluent propre sera souvent dirigé vers un bassin de polissage afin de soustraire les particules restantes. Dans certain cas, on préférera une filtration au sable malgré des coûts supérieurs et des difficultés propres à cette technique.

1.2.4 Procédés de traitement chimique

Il existe plusieurs procédés destinés à neutraliser le DMA. Ils se distinguent par leur capacité de traitement, leur vitesse d'action, la qualité de l'effluent de sortie et la quantité de boues produite. Dans ce paragraphe, quatre procédés parmi les plus utilisés seront présentés.

1.2.4.1 Traitement en bassin de sédimentation

Un bassin de sédimentation nécessite une très grande surface de traitement. On y déverse le DMA auquel on ajoute directement la chaux afin de permettre la précipitation des métaux (figure 1.5).



Figure 1.5 : Bassin de sédimentation avec chaulage (Tiré de Aubertin et al., 2002)

Le principal avantage de ce procédé est son faible coût. Parmi les inconvénients, on retrouve un temps de rétention élevé pour permettre une sédimentation complète, de faibles débits d'entrée et le besoin d'utiliser une grande surface. L'aération de ce genre de bassin peut également nuire à la sédimentation des particules, d'où une oxydation souvent partielle du fer (Fe^{2+}). Enfin, les boues produites sont de très faible densité, avec P comprise entre 1 et 3 %. Ceci implique un pompage régulier afin d'éviter la contamination de l'effluent propre par les matières en suspension. Le chaulage et le débit d'eau acide sont également difficiles à contrôler, ce qui rend plus laborieux le maintien du pH dans le bassin à la valeur souhaitée.

On retrouve dans certaines opérations minières en activité un procédé semblable mais utilisant la codéposition des boues et des rejets de concentrateur. Quoique peu étudiée d'un point de vue des mécanismes de neutralisation, cette méthode permet de combiner deux bassins d'entreposage en un, ce qui limite les coûts.

1.2.4.2 Traitement conventionnel

Le procédé de traitement conventionnel est à la base des techniques permettant la génération de boues haute densité, BHD. Le principe consiste à neutraliser le DMA dans un réacteur où l'aération permet également d'oxyder le fer ferreux, comme le montre la figure 1.6.

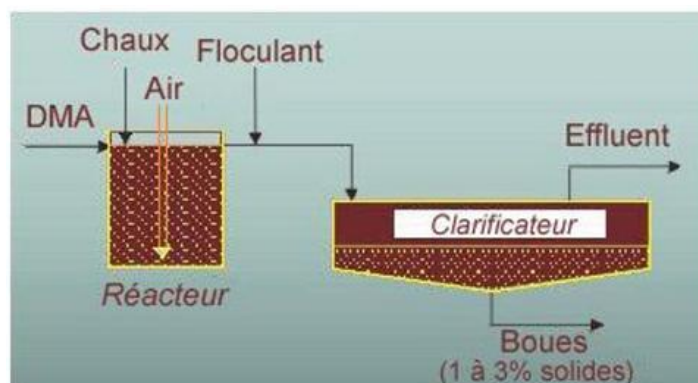


Figure 1.6 : Traitement conventionnel du DMA (Tiré de Aubertin et al., 2002)

On peut générer des boues avec $P \approx 3\%$ qui, en général, ne contiennent pas d'hydroxydes ferreux. Quoique ce procédé soit plus performant qu'un bassin de sédimentation et moins coûteux si l'on considère la gestion des boues produites, il n'en demeure pas moins que le volume de boues demeure très élevé.

1.2.4.3 Procédé de boues à haute densité (BHD)

Basé sur le principe du traitement conventionnel, le procédé BHD intègre une recirculation partielle des boues formées, à des points stratégiques du système. La densité de pulpe P des BHD varie de 10 à 40 %, ce qui permet de minimiser grandement l'espace de stockage. Ses principaux concepteurs, Kostenbader et Haines (1970), ont développé cette technique dans les années 1960. La figure 1.7 montre un exemple d'usine BHD.

Dans ce procédé, la recirculation consiste à prélever des boues dans le clarificateur. On y ajoute ensuite un lait de chaux (dans un « réacteur d'alcalinisation »), durant au moins une minute. Puis les boues sont mélangées au DMA dans le réacteur (temps de rétention d'environ 10 minutes, variable selon la présence de fer ferreux). Ce mélange boues/chaux permet de neutraliser l'acide après contact avec la chaux déposée sur la surface des boues recirculées dans le réacteur d'alcalinisation. Les particules solides générées par cette réaction sont plus grosses, et les boues sont plus denses et elles sédimentent plus rapidement par rapport au traitement conventionnel.

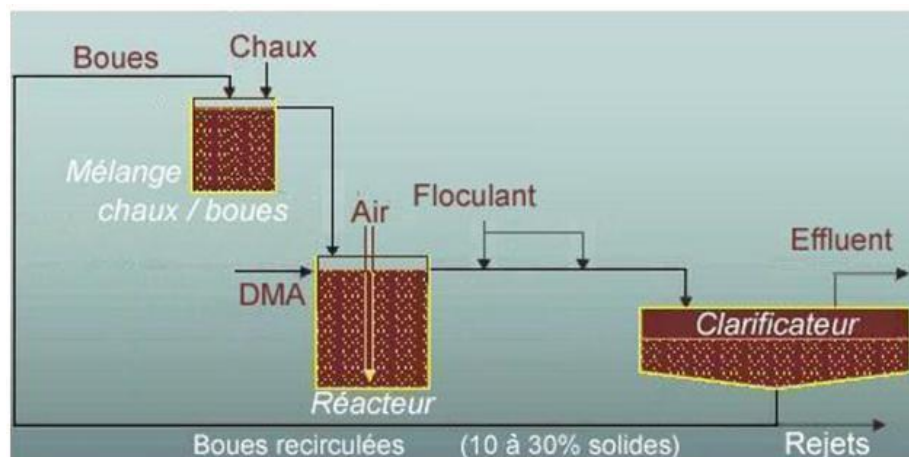


Figure 1.7 : Procédé avec boues à haute densité (Tiré de Aubertin et al., 2002)

La qualité du DMA influence beaucoup la densité maximale de pulpe pouvant être atteinte. Par exemple, les études de Kostenbader et Haines (1970) ont démontré qu'un DMA riche en fer, dont la proportion entre le fer ferreux et le fer total variait de 30 à 90 %, permettait d'obtenir des boues BHD de 15 à 40 % de densité.

On définit la quantité optimale de boues à recycler selon la densité de pulpe que l'on souhaite stocker et également en fonction de la taille du clarificateur disponible. Un rapport de 25:1 et 30:1 entre les solides recyclés et les solides produits permet d'obtenir des boues d'une bonne densité tout en limitant la taille du clarificateur. Kostembader et Haines (1970) ont également montré que l'aération du DMA avant le réacteur principal permettait de réduire de 25 % environ la quantité de chaux nécessaire, en raison de la réduction du gaz carbonique (car la transformation du CO_2 en HCO_3^- est consommatrice de chaux).

Plusieurs modifications ont été apportées au procédé au fil des années (Aubé, 2004). Par exemple, la filtration sous pression est une technique complémentaire qui permet d'obtenir des densités de pulpe P , de l'ordre de 50 %. On peut également mentionner l'ajout d'un réacteur à mélange rapide afin de faciliter le contrôle du pH et d'un réacteur de floculation pour faciliter la sédimentation (Kuit, 1980), comme le montre la figure 1.8.

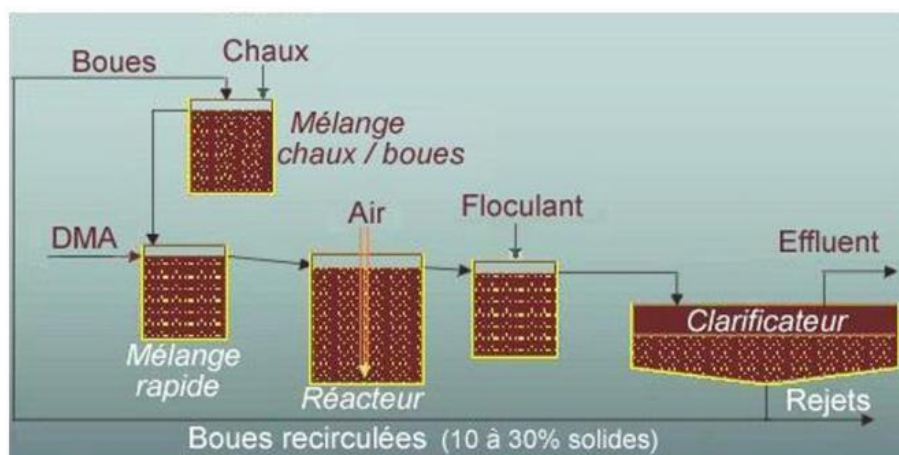


Figure 1.8 : Variante du procédé avec boues à haute densité (adapté de Kuit, 1980 ; tirée de Aubé, 2004)

Au Québec, plusieurs mines utilisent les procédés BHD. Par exemple la mine Doyon a mis en place un système BHD en 1991 pour remplacer le chaulage conventionnel (figure 1.9).

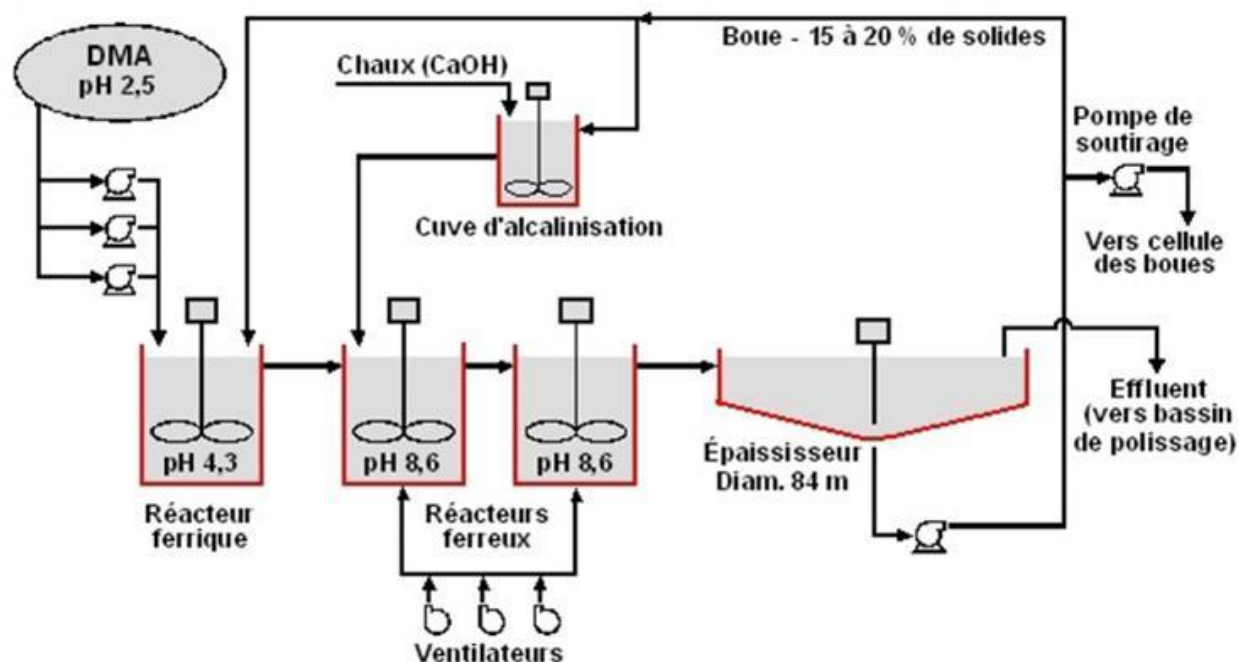


Figure 1.9 : Procédé de traitement des eaux TETRA utilisé à la mine Doyon, au Québec (adapté de Brown et al., 2002)

Il s'en est suivi une diminution du volume de boues d'un facteur de 8. De plus, la consommation de chaux a été réduite de 40 % en moyenne par rapport au traitement conventionnel. La corporation minière Inmet utilise un système assez similaire sur ses installations du Lac Dufault en Abitibi.

1.2.4.4 Le procédé GECO

La mine Geco, en Ontario, longtemps exploitée par la compagnie Noranda (maintenant Xstrata), utilise un procédé du type BHD qui consiste à recycler les boues avec le DMA dans un premier réacteur pendant 30 minutes (Aubé et Payant, 1997; Aubé, 1999, 2004). On élimine alors le réacteur d'alcalinisation (figure 1.10). Le rapport de boue recyclée dans ce premier réacteur varie entre 15:1 et 35:1, avec un pH entre 6,5 et 8,5.

Le procédé serait plus efficace car l'alcalinité des boues est récupérée afin de favoriser la neutralisation du DMA. Les boues résultantes de ce traitement contiennent en effet moins de chaux inutilisée. Elles sont également moins visqueuses et chimiquement plus stables, ce qui évite les problèmes de manipulation par pompage et les risques de remise en solution des métaux à long terme durant l'entreposage (Aubé, 2004).

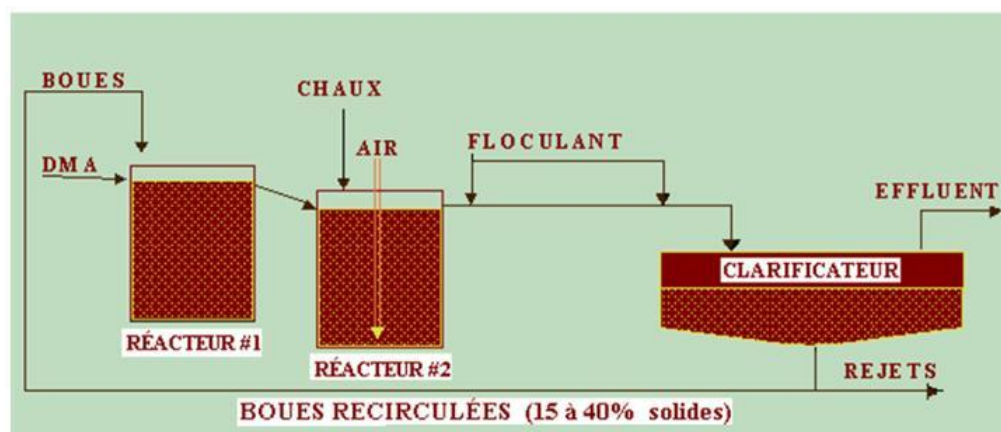


Figure 1.10 : Procédé GECO (Tiré de Aubé, 2004)

1.2.5 Remarques complémentaires

L'industrie minière produit plusieurs autres types de boues contenant des matières solides, dont les pulpes sont de densité variable. Les boues générées par les alumineries lors de la dissolution de la bauxite dans une solution caustique en sont un exemple. Les difficultés de stockage et les coûts induits imposent de minimiser le volume de production de ces «boues rouges».

Plusieurs solutions sont utilisées pour réduire le volume des boues : le pressage, le séchage et l'incinération, ou encore l'utilisation de bioréacteurs à membranes et certaines techniques électrochimiques lors du traitement. On peut également rendre les boues « inertes » par l'ajout d'un liant hydraulique comme le ciment. Sous certaines conditions, les boues peuvent aussi être valorisées (Aubé et Zinck, 2009) : matériau de remplissage dans la construction de routes, matériau de base dans la production de ciment silicaté, milieu absorbant pour le traitement des eaux contaminées à l'arsenic, système de contrôle des eaux acides, base pour produire un fertilisant silicaté pour les sols acides et les rizières en Chine (troisième producteur mondial d'aluminium).

Le volume de stockage de boues produites est un problème majeur en environnement minier. L'industrie montre un fort intérêt pour trouver des solutions visant à réduire le volume des boues emmagasinées.

Les deux types de boues de traitement du DMA étudiées dans ces travaux (en provenance des sites miniers Inmet-Lac Dufault et Selbaie) seront présentés au chapitre 2.

1.3 Description des processus physiques

1.3.1 Aspect microscopique et minéralogique

Un sol saturé qui possède un indice des vides e plus élevé que 1 contient un volume des solides plus petit que celui de l'eau. Plusieurs matériaux formés des particules fines possèdent un indice des vides supérieur à l'unité. C'est notamment le cas de plusieurs argiles et aussi des boues de traitement des eaux contaminées.

Une grande emphase dans l'étude des propriétés des sols fins porte sur la minéralogie et la structure de la phase solide (plus que sur la phase liquide). Mitchell (1993) suggère deux raisons pour ceci:

- La mécanique des sols classique est fondée sur le concept des contraintes effectives et postule que les changements volumiques et la déformation dépendent des contraintes supportées par la structure (squelette) formée par les grains solides (l'eau est alors considérée « inerte »).
- Les propriétés de l'eau sont bien connues. L'eau limpide, incolore, inodore et insipide possède une densité proche à l'unité (i.e. 1 g/cm^3), et sa viscosité et ses propriétés thermiques sont bien définies.

La réalité n'est pas si simple car ni l'eau ni la surface des particules solides ne sont inertes chimiquement. L'eau et les particules solides interagissent à cause de l'attraction moléculaire des molécules d'eau avec la surface des particules solides (eau adsorbée). Cette interaction a une grande influence sur le comportement physique et physicochimique du matériau.

Il y a très peu d'informations sur l'aspect physique lié à la floculation des boues de traitement du DMA. La composition chimique de ces boues est très variée. Un rappel des interactions entre les particules et l'eau pour les suspensions et ses conséquences est présenté sommairement dans l'annexe 1.

1.3.2 Aspect macroscopique

Les phases successives du processus de tassement de sédimentation et du début de la consolidation à l'échelle microscopique (décrites à l'annexe 1) se traduisent à l'échelle macroscopique par la variation de certaines caractéristiques au cours du temps. La méthode de caractérisation la plus courante du processus en laboratoire consiste à introduire dans une colonne un mélange eau-sédiment sous la forme d'une suspension homogène de concentration spécifique et à la laisser décanter puis consolider sous son propre poids tout en effectuant des mesures de densité, de tassement et de pression interstitielle (Been et Sills, 1981).

Selon la concentration initiale et les caractéristiques du milieu (fluide et phase solide) différents types de tassement (ou de déposition) peuvent avoir lieu, soit (Imai, 1980) :

- Le tassement libre, qui concerne le cas de suspensions de très faible concentration dans un fluide de faible teneur en sels dissous où les particules, isolées, chutent librement sans interagir les unes avec les autres;
- Le tassement entravé est celui d'une suspension où les particules sont floculées du fait d'une concentration suffisamment élevée et/ou de la présence d'électrolytes dans le fluide. La chute des particules et la formation progressive d'un réseau continu résultent alors des interactions mutuelles entre les floccs. Le tassement s'effectue dans ce cas à une vitesse relativement uniforme laissant apparaître une interface nette entre le mélange et l'eau surnageant;
- Le tassement par consolidation se produit lorsque la concentration de la suspension est élevée au point que l'on se trouve avec un réseau continu d'interactions empêchant toute chute libre des floccs. Le tassement s'effectue essentiellement par consolidation, i.e. par

déplacement des particules en contact les unes avec les autres, avec une compression du squelette et l'expulsion d'eau interstitielle.

1.3.2.1 Analyse d'une courbe de tassement

Le processus général de sédimentation/consolidation par lequel une suspension de particules devient un "sol" inclut de manière intrinsèque trois phénomènes : la floculation, la sédimentation et la consolidation. Ces différentes phases peuvent être distinguées sur une courbe de tassement, du type de celle présentée sur la figure 1.11 (voir aussi figure 1.12), qui décrit l'évolution de la position de l'interface entre la suspension et l'eau surnageant au cours du temps.

Au cours de la première phase, aucun mouvement appréciable de l'interface n'est observé, les particules floculent mais demeurent en suspension dans l'ensemble du milieu (photos b et c de la figure 1.11).

L'étape suivante, relative à la phase de tassement, débute avec la chute des particules, laissant apparaître une interface marquée entre la suspension et l'eau surnageant, qui descend à une vitesse quasi-constante se traduisant par la portion linéaire de la courbe de tassement. On considère généralement que la vitesse de chute des floes les plus petits est identique à celle de l'interface (hypothèse de floes chutant uniformément) bien que des mouvements de convection locaux puissent se produire, en particulier dans le cas de suspensions de teneur en eau initiale élevée (Imai, 1980). Cette phase s'accompagne de la formation progressive d'un dépôt au fond de la colonne du fait de l'accumulation des floes de plus grande taille et/ou de la ségrégation initiale de particules plus grossières (ou plus denses).

Cette phase de tassement linéaire s'interrompt assez brutalement au bout d'un certain temps (transition visible également sur la photo e de la figure 1.11), lorsque la surface du dépôt de densité croissante en formation au fond de la colonne (figure 1.11, voir aussi la figure 1.12) atteint la surface libre du mélange et se confond alors avec l'interface supérieure; elle est suivie d'une étape caractérisée par un ralentissement de la descente de l'interface, associée au processus de consolidation du sédiment déposé.

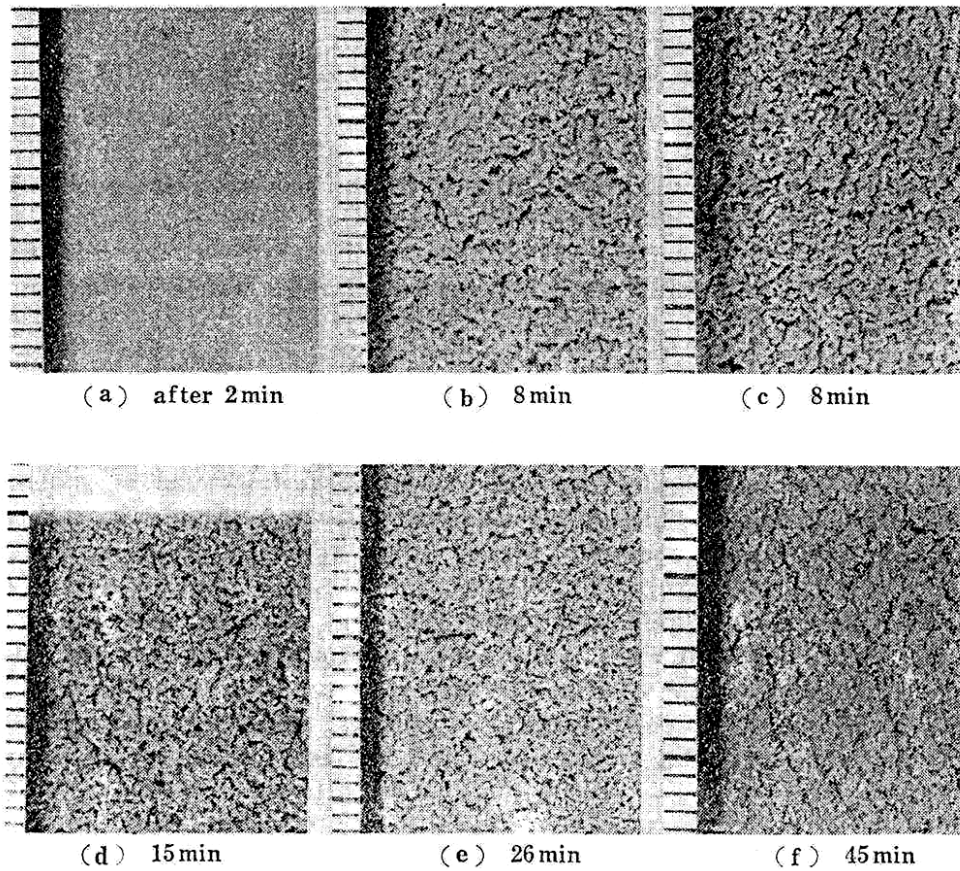
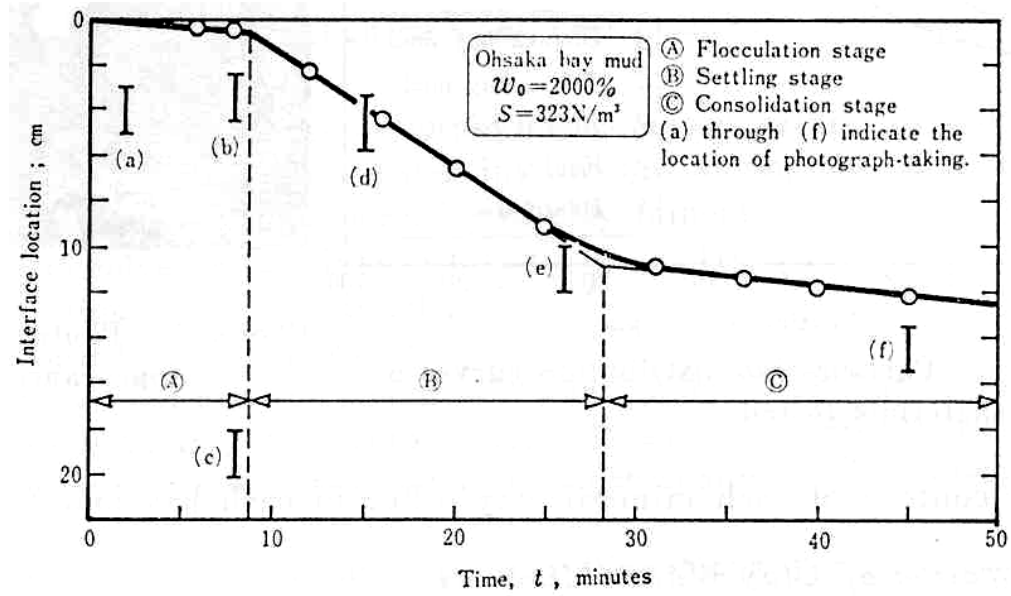


Figure 1.11 : Courbe de tassement et aspect visuel de la suspension au cours d'un processus de tassement d'une vase marine de concentration initiale de l'ordre de 50 g/l ($w_0 = 2000\%$) (tirée de Imai, 1980).

La distinction de ces différentes phases sera plus ou moins évidente selon le degré de floculation (dépendant de différents facteurs) et les conditions initiales (notamment la concentration et la hauteur de la suspension). En particulier, la limite entre la région supérieure de tassement par sédimentation et la région inférieure de consolidation du dépôt, lieu de formation d'un nouveau sédiment défini par le point d'inflexion de la courbe de tassement, correspond à une teneur en eau dont la valeur dépend de la teneur en eau initiale de la suspension (Imai, 1980).

Le graphique de la figure 1.12 montre schématiquement la formation d'une couche de boue qui comporte, de façon simplifiée, trois stades (ou phases du processus).

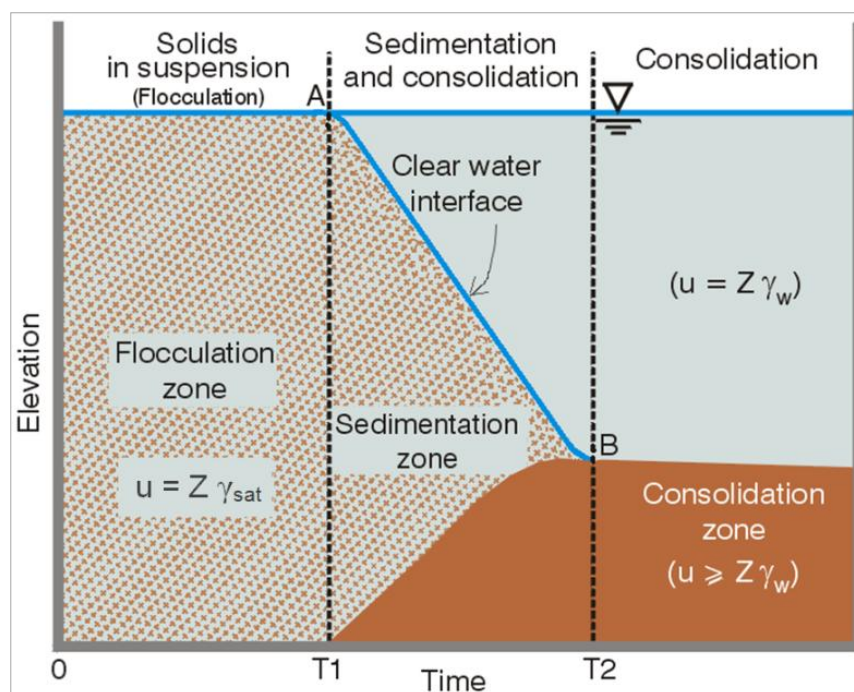


Figure 1.12 : Schéma du processus de floculation/sédimentation/consolidation (adaptée de Imai, 1981 et de Dromer et al., 2004).

1.3.2.2 Analyse à partir des profils de densité et concept des contraintes effectives

On peut utiliser un résultat typique d'essai en colonne pour illustrer les phases du processus de sédimentation et consolidation. La figure 1.13 montre des résultats d'essais obtenus par Been et Sills (1981) sur une suspension argileuse. Le montage expérimental utilisé sera décrit à la section 1.7.2.

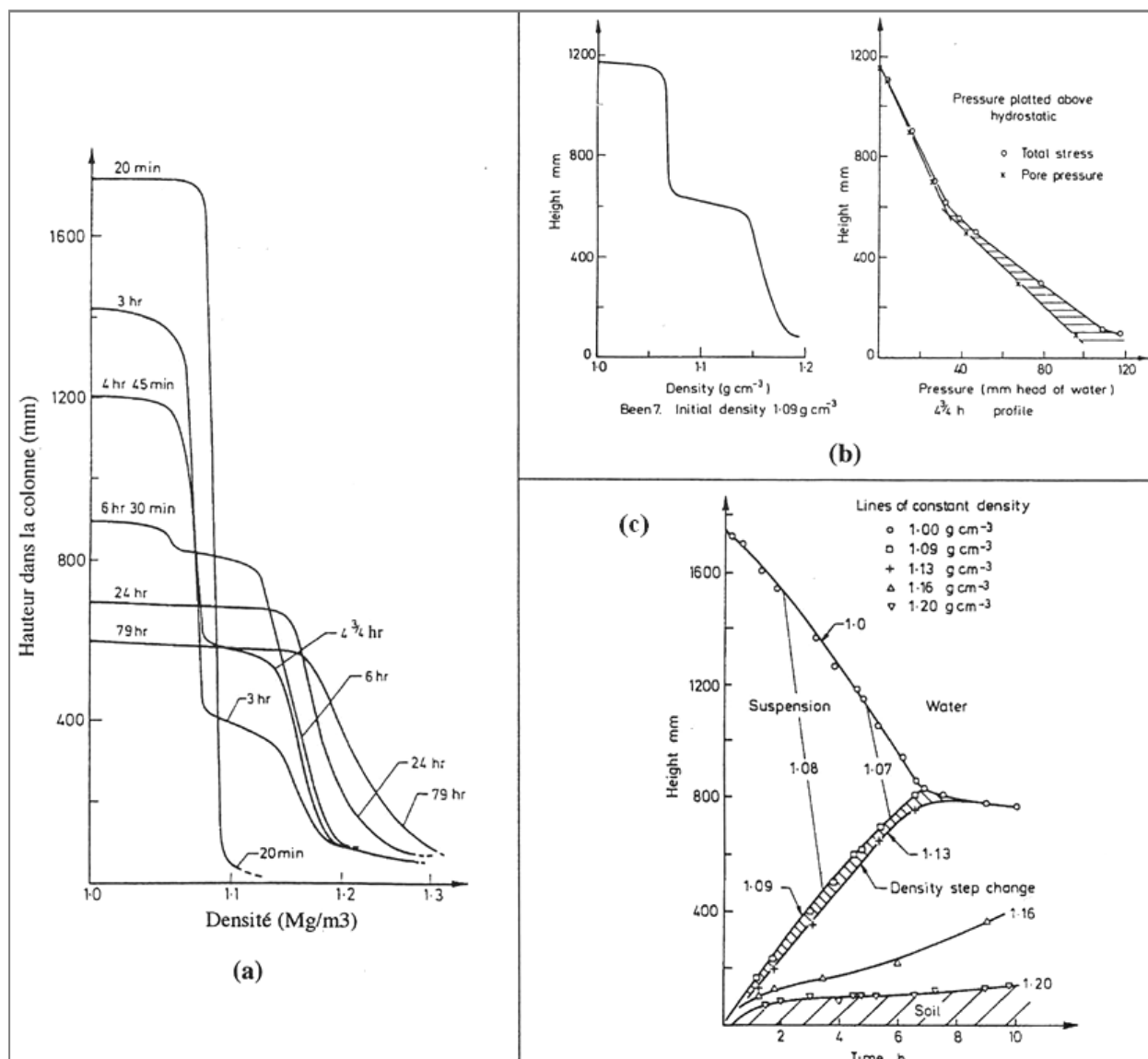


Figure 1.13 : Résultats expérimentaux obtenus sur une suspension argileuse : a) Profils de densité observés; b) Corrélation entre la densité et la pression interstitielle, avec l'apparition de contraintes effectives; c) Courbe de tassement et fenêtre de la zone de consolidation. (Been et Sills, 1981)

Pendant les premiers stades du processus, au cours de la phase de tassement entravé, le mélange eau-sédiment se comporte comme une suspension dont le poids des particules est supporté par la phase fluide et dont la densité reste proche de sa valeur initiale sur la majeure partie de la hauteur du mélange (profil à 20 min, figure 1.13(a)). Dans cette région, la pression interstitielle est égale à la contrainte verticale totale (figure 1.13(b)).

Au fur et à mesure que le tassement progresse, on observe une accumulation de sédiment au fond de la colonne formant un dépôt de densité croissante. Cette évolution se traduit sur les profils de densité par l'apparition de trois régions distinctes illustrées sur la figure 1.12 et sur la figure 1.13(a) (plus particulièrement par le profil à 4¾ h); la pression d'eau u dans ces trois zones devient alors :

- $u = Z \cdot \gamma_{sat}$ (en suspension);
- $u = Z \cdot \gamma_w$ (eau libre);
- $Z \cdot \gamma_w < u < Z \cdot \gamma_{sat}$ (consolidation).

Où γ_{sat} est le poids unitaire total de la boue et γ_w est le poids unitaire de l'eau; z est la profondeur. Dans le dépôt formé en fond de colonne, les particules sont suffisamment rapprochées les uns des autres pour interagir et développer un réseau lâche mais structuré (squelette) capable de supporter partiellement le poids des grains des couches supérieures. La pression interstitielle à ce niveau devient alors inférieure à la contrainte totale (figure 1.13(b)), engendrant la création de contraintes effectives¹, qui représentent la part de contrainte totale transmise entre les grains.

L'évolution de ce dépôt est gouvernée par le processus de consolidation ainsi que par sa capacité à supporter le poids de nouvelles couches de particules tant que la phase de sédimentation n'est pas achevée. Si la contrainte due au poids déjàugé γ' ($= \gamma_{sat} - u$) de ces couches est supérieure à la résistance du réseau de particules formant le dépôt, celui-ci se réorganise en une structure plus dense capable de résister à la nouvelle charge sédimentaire. L'état d'équilibre final consiste en un sédiment consolidé sous son propre poids et assimilé à un sol, surmonté d'une colonne d'eau surnageante. Cet état d'équilibre est atteint lorsque les forces auxquelles est soumis le dépôt sont compensées par la résistance à la compression du réseau de particules formant le sédiment consolidé, autrement dit lorsque, à chaque profondeur dans le dépôt, la contrainte due au poids déjàugé des couches supérieures est égal à la contrainte effective à la cote correspondante.

La transition entre une suspension, supportée par le fluide, et un dépôt développant une phase structurée est ainsi associée à l'apparition des contraintes effectives. Ceci se traduit sur les profils

¹ Le comportement d'un sol, réseau de particules liées formant le squelette et de pores interconnectés contenant de l'eau (dans l'hypothèse d'une saturation totale), est basé sur le concept de Terzaghi qui définit la contrainte effective comme la différence entre la contrainte totale et la pression interstitielle ($\sigma' = \sigma - u$) et établit que toute déformation et variation de la résistance du sol dépendent uniquement de la variation de contraintes effectives.

(figure 1.13) par un saut de densité séparant une région sans contraintes effectives d'une zone où celles-ci sont positives. Sur la base de ce critère de distinction, la valeur de la densité à la surface de la région dense correspondant au dépôt, désignée par le terme de "densité structurale", a été associée à la transition suspension-phase structurée (Sills, 1995, 1997). Lorsque le mélange initial possède une densité supérieure à cette valeur, les profils ne présentent pas ce saut de densité distinctif et les contraintes effectives sont présentes dès le début de l'essai (Been et Sills, 1981). Cette corrélation entre l'apparition de contraintes effectives et une valeur particulière de la densité serait une caractéristique propre à chaque matériau. La valeur de cette densité dépend des conditions initiales (Elder et Sills, 1984).

La disparition de la phase de suspension définie sur la courbe de tassement par son point d'inflexion (figures 1.11 et 1.13(c)) coïncide, en terme de densité, au passage d'un profil à deux interfaces à un profil à une seule interface (profil à 6 h 30, figure 1.13(a)) lorsque la surface du dépôt en formation au fond de la colonne (interface montante) atteint la surface libre du mélange en se confondant avec l'interface supérieure (descendante). Le saut de densité observé sur les profils se situe alors sur la courbe de tassement entre deux lignes d'isodensité (figure 1.13(c)) caractérisées par les valeurs de la densité initiale et de la densité structurale.

Plusieurs travaux ont porté sur les phénomènes de sédimentation et de consolidation. Alexis et al. (1993) ont établi un schéma de l'historique des études théoriques sur la sédimentation et la consolidation des sols fins. Celui-ci est illustré dans la figure 1.14.

Les phénomènes de sédimentation (chute de grains dans un fluide) et de consolidation (évacuation de l'eau contenue dans un sol au cours de son tassement) ont été considérés séparément jusqu'aux années quatre-vingt. On distingue aussi sur la figure 1.14 :

- Les travaux des hydrauliciens et des hydro-sédimentologues, portant sur un matériau très fluide dans lequel les grains peuvent être considérés comme dispersés;
- Les travaux des géotechniciens (ou mécaniciens de sols) pour lesquels le sol constitue une structure poreuse à travers laquelle s'écoule de l'eau.

Le rapprochement de ces approches présente plusieurs difficultés particulières notamment en raison de la nécessité d'homogénéiser les systèmes de notations. Les résultats les plus marquants de chacune de ces démarches sont identifiés à la figure 1.14 (jusqu'à 1993). Certaines de ces approches sont discutées dans les prochaines sections.

1.4.1 Théorie de Stokes

Les travaux de Stokes (menés vers 1850), non mentionnés sur la figure 1.14, posent les fondements de l'étude de la sédimentation. La vitesse de sédimentation donnée par la loi de Stokes est valable sous les hypothèses suivantes :

- la vitesse est suffisamment lente pour que le régime d'écoulement soit laminaire;
- la particule est sphérique et isolée;
- le fluide est newtonien.

La loi de Stokes se présente la proportionnalité entre la résultante des forces de frottement sur une sphère immergée dans un fluide et la vitesse relative (v), entre la sphère et le fluide (Stephenson et Judd, 2002) :

$$f = 6.\pi.\eta.R.v \quad (1.8)$$

où f est la résultante des forces de frottement (en N), η est la viscosité dynamique (N.s/m²), R est le rayon de la sphère (m) et v est la vitesse relative entre la sphère et le fluide (m/s).

L'équilibre des forces de frottement et des forces volumiques (poids et poussée d'Archimède) est atteint pour une vitesse limite telle que :

$$6.\pi.\eta.R.v = \frac{4}{3}\pi.R^3.\gamma' \quad (1.9)$$

où $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$ (en N/m³); γ' est le poids volumique déjaugé de la sphère, γ_{sat} est le poids volumique saturé et γ_w est le poids volumique de l'eau. En pratique $\gamma_{sat} = (W_s + V_v. \gamma_w)/V_t$ et $\gamma_w = \rho_w/V_t$. Où W_s est le poids du sol sec (en N), V_v est le volume des vides (en m³), V_t est le volume total (en m³) et ρ_w est la masse volumique de l'eau (en Kg). $\rho_w = \gamma_w/g$, où g est l'accélération de la gravité ($g = 9,807 \text{ m/s}^2$).

La vitesse limite (vitesse de chute de grain par rapport au fluide) est donc (Stephenson et Judd, 2002) :

$$v = \frac{\gamma'.D^2}{18.\eta} \quad (1.10)$$

où D est le diamètre de la sphère (en m).

Dans le cas de la chute de sédiments fins dans l'eau, les vitesses sont relativement lentes et l'hypothèse du régime laminaire est raisonnable. Par contre l'hypothèse de sphéricité n'est pas

représentative pour des particules allongées, telles que les particules argileuses. De plus, les mouvements d'eau engendrés par le déplacement de la particule pourraient modifier les forces entre les particules voisines, ce qui rend cette théorie caduque pour les suspensions concentrées. Certains auteurs ont néanmoins tenté d'établir une relation empirique entre la vitesse de tassement d'une suspension et la vitesse limite v en faisant intervenir la porosité du système (e.g. Pane et Schiffman, 1997).

1.4.2 Théorie de Kynch

Suite à l'étude des suspensions de concentration élevée, Kynch (1952) pose que l'écoulement peut être perturbé par la proximité des grains (déposition entravée, ou "hindered settling"). Il pose alors l'hypothèse que la vitesse de déposition des grains v_s ne dépend que de leur concentration locale.

La formulation est basée sur une tranche de suspension d'épaisseur élémentaire dz et du poids volumique sec γ_d , en fonction de la position z et du temps t . Pour une unité de surface, le poids des grains à l'intérieur de cette tranche est $\gamma_d \cdot dz$ (avec $\gamma_d = W_s/V_t$, en N/m^3).

Le flux à travers une surface de la tranche est, pendant un intervalle de temps dt est $v_s \cdot \gamma_d \cdot dt$, où v_s est la vitesse absolue des grains, c'est-à-dire la vitesse par rapport à un système de référence fixe (Mignot, 1989).

La variation de la concentration dans la tranche s'écrit alors :

$$\frac{\partial}{\partial t}(\gamma_d \cdot v_s \cdot dz)dt = \gamma_d v_s(z + dz)dt - \gamma_d v_s(z)dt \quad (1.11)$$

D'où on obtient l'équation de conservation de la masse :

$$\frac{\partial \gamma_d}{\partial t} + \frac{\partial(\gamma_d v_s)}{\partial z} = 0 \quad (1.12)$$

L'hypothèse de Kynch (1952), où v_s dépend de γ_d uniquement, conduit à l'équation suivante :

$$\frac{\partial \gamma_d}{\partial t} + \frac{d(\gamma_d v_s)}{d\gamma_d} \frac{\partial \gamma_d}{\partial z} = 0 \quad (1.13)$$

Cette équation exprime la relation entre la vitesse v_s et le poids volumique sec γ_d , selon la position z et le temps t .

La validité de cette théorie dépend du type de loi choisi pour la vitesse de chute des grains ($v_s(\gamma_d)$) et de la représentativité de cette loi. Dans le cas limite de la loi de Stokes, on doit écrire $v_s(\gamma_d = 0) = v$, qui est la vitesse limite d'un grain en sédimentation dans l'eau pure.

On note en particulier que la seule utilisation de l'équation de conservation de la masse (équations 1.5 et 1.6) des solides ne permet pas de prendre en compte la vitesse du fluide : une unique loi $v_s = v_s(\gamma_d)$ pourrait théoriquement décrire les deux cas de sédimentation, fond perméable (vitesse absolue nulle du fluide) et fond imperméable (vitesse absolue positive du fluide), pour lesquels pourtant les vitesses des grains ne sont pas semblables; v_s dépend donc des conditions aux limites.

1.5 Théories de la consolidation

Les travaux des géotechniciens (ou mécaniciens des sols) concernent davantage le dépôt issu du processus de sédimentation, c'est-à-dire le sol en cours de formation, considéré comme un matériau poreux solide se consolidant sous son propre poids ou sous des surcharges appliquées, auquel on peut appliquer les théories classiques développées en mécanique des sols, à partir des premiers travaux de Terzaghi, vers 1925 (et des contributions de Taylor (1948) et plusieurs autres). Par la suite, les travaux successifs de Gibson et al. (1967, 1981), Been et Sills (1981), Pane et Schiffman (1985), Toorman et Berlamont (1993a) et Toorman (1996 et 1999) constituent les avancées les plus marquantes dans le domaine de la consolidation en grand déplacement.

1.5.1 Théorie originale de Terzaghi

La théorie simplifiée de Terzaghi est couramment utilisée par les géotechniciens pour le calcul du tassement d'une couche de sol compressible (Mitchell, 1993).

Nous nous intéressons toutefois ici à la version originale, plus générale, de la théorie de la consolidation de Terzaghi, dont les hypothèses, sont :

- eau et grains incompressibles;
- sol saturé;
- contrainte totale σ constante ($\sigma = \sigma' + u$, σ' est la contrainte effective et u est la pression interstitielle);

- validité de la loi de Darcy (proportionnalité de la vitesse d'écoulement au gradient hydraulique);
- l'indice des vides e et la contrainte effective σ' sont reliés de façon univoque;
- rapport $k/(1+e)$ constant;
- dépôt sur fond imperméable.

Les équations de base utilisées sont la conservation de la masse des solides (i.e. eq. 1.12) et l'équation de continuité du fluide :

$$\frac{\partial(n\gamma_w)}{\partial t} + \frac{\partial(n\gamma_w v_w)}{\partial x} = 0 \quad (1.14)$$

où v_w , vitesse absolue de l'eau, v_s , vitesse de chute des grains, n , porosité.

Les hypothèses de continuité et d'incompressibilité permettent de transformer l'équation de continuité du fluide (1.14) en :

$$\frac{\partial n}{\partial t} + \frac{\partial(nv_w)}{\partial x} = 0 \quad (1.15)$$

et d'écrire la continuité de la mixture (somme des équations (1.12) et (1.15)) en utilisant la relation $\gamma_d = \gamma_s(1-n)$ pour un sol saturé, et en introduisant la vitesse d'écoulement ($v_m = n \cdot (v_w - v_s)$) :

$$\frac{\partial(v_s + v_m)}{\partial x} = 0 \quad (1.16)$$

où γ_s est le poids volumique des grains solides : $\gamma_s = \rho_s \cdot g$ (ρ_s est la densité, ou masse volumique, des grains solides).

Le postulat des contraintes effectives exprime la décomposition de la contrainte totale σ en contrainte effective σ' et pression interstitielle u : $\sigma = \sigma' + u$. La pression interstitielle u est la somme de la pression hydrostatique u_0 et de la surpression interstitielle u_e (appelée aussi pression interstitielle en excès).

En dérivant la contrainte totale $\sigma = \sigma' + u$ par rapport au temps t , en tenant compte de l'hypothèse que σ est constante, on obtient :

$$\frac{\partial \sigma'}{\partial t} + \frac{\partial u}{\partial t} = 0 \quad (1.17)$$

La loi de Darcy, qui exprime la proportionnalité entre la vitesse d'écoulement v_m et le gradient hydraulique i , peut s'écrire (en introduisant la conductivité hydraulique k) $v_m = -k \cdot i$, soit :

$$v_m = -\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial x} \quad (\text{pour un écoulement 1D selon } x) \quad (1.18)$$

En supposant que σ' et l'indice de vides e sont liés de façon univoque et en posant $\partial e / \partial \sigma' = -a_v$ (pente de la courbe de consolidation du sol obtenue à l'odomètre, en 1/kPa), on peut aussi écrire:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{1}{a_v} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (1.19)$$

En remplaçant e par $n/(1-n)$ puis $\partial n / \partial t$ par sa valeur issue de l'équation (1.15) on obtient :

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{-1}{a_v(1-n)^2} \frac{\partial n v_w}{\partial x} \quad (1.20)$$

En remplaçant $1/(1-n)$ par $1+e$ et utilisant l'équation de continuité (1.16) :

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{-(1+e)^2}{a_v} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{v_m}{1+e} \right) \quad (1.21)$$

Enfin, en exprimant v_m d'après la loi de Darcy (1.18) et en supposant le rapport $k/(1+e)$ constant, on obtient :

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \quad (1.22)$$

Terzaghi a appelé coefficient de consolidation le facteur :

$$c_v = \frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} \quad (1.23)$$

L'équation de consolidation de Terzaghi s'écrit alors sous la forme d'une équation de dissipation des surpressions interstitielles, analogue à une équation de diffusion de la chaleur :

$$\frac{\partial u}{\partial t} - c_v \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = 0 \quad (1.24)$$

Cette équation peut-être résolue analytiquement pour un essai de consolidation en supposant c_v constant.

En pratique, il est habituel de négliger les variations de k , de e et de a_v (i.e relation $\sigma'(e)$ linéaire) pendant la consolidation (approximation courante correspondant aux petites déformations).

Nous remarquons cependant que l'hypothèse c_v constant reste valide si a_v est proportionnel à $(1+e)^2$, ce qui correspond à une loi de contraintes effectives de type Migniot (1989a, 1989b) :

$$\sigma'(e) = a/(1+e) + b \quad (1.25)$$

où a et b sont des constantes du matériau.

Quelles que soient les choix faits pour la résolution de l'équation de Terzaghi (même avec un coefficient de consolidation c_v variable), son écriture fait appel à l'hypothèse de proportionnalité entre k et $(1+e)$. Cette forme ne permet pas de bien décrire l'évolution de la conductivité hydraulique d'un sol en grandes déformations (Gallois, 1995). La théorie de Terzaghi reste donc limitée aux petites déformations. Comme on le verra plus loin, on peut toutefois contourner cette limitation par une actualisation des paramètres (a_v , e , k) en cours de calcul, ce qui permet de caractériser des grandes déformations à partir des lois définies en petite déformation.

Une autre approche pour évaluer la consolidation est le modèle tridimensionnel de la théorie de la consolidation de Biot (1941). Le modèle de Biot (non présenté ici) analyse la dissipation de la pression interstitielle en excès et la déformation du matériau de façon simultanée; ceci est connu comme le modèle couplé de la consolidation (Lancellotta, 2009). Le modèle est constitué de quatre équations différentielles dérivées des 3 équations d'équilibre et de l'équation de continuité. Le modèle de Biot est plus général (indépendant de la nature du matériel et du type d'application) et a été utilisé dans plusieurs applications en poro-mécanique (Coussy, 2004) (acoustique, aérodynamique, thermodynamique, transfert de chaleur, etc.). En géotechnique, le modèle de Biot a influencé la mécanique des sols non saturés, mais il est peu utilisé pour analyser la consolidation des sols mous.

Gibson (1958) a présenté une extension de la théorie de Terzaghi qui analyse des effets d'une déposition en continu d'un matériau avec une teneur en eau w élevée (i.e. suspension de sédiments, résidus miniers, boues, etc.). Cette extension ajoute un terme additionnel qui tient compte de l'augmentation de la contrainte totale et l'allongement de la distance de drainage vers le haut et/ou vers le bas. L'équation est présentée en fonction de la pression interstitielle en excès u_e comme suit (Gibson, 1958) :

$$c_v \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} = \frac{\partial u_e}{\partial t} - \gamma' \frac{dh}{dt} \quad (1.26)$$

Où γ' est le poids volumique immergé et dh/dt est la variation de la hauteur du matériau (pulpe) déposé en fonction du temps (ceci représente le taux de remplissage).

Gibson (1958) adopte les hypothèses de Terzaghi (notamment $c_v = \text{constant}$). Exprimée en fonction de la pression interstitielle, l'équation devient (Gibson, 1958) :

$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} - \left(\gamma_w \frac{dy}{dt} + \gamma' \frac{dh}{dt} \right) \quad (1.27)$$

Où γ_w est le poids volumique de l'eau et y est la position verticale (de 0 à h).

Gibson (1958) présente deux solutions graphiques de l'équation différentielle (1.26); les figures correspondantes seront présentées au chapitre 4 de la thèse, où elles seront utilisées. Une solution s'applique dans le cas d'un bassin au fond imperméable (drainage simple au sommet, figure 4.35) et une deuxième solution s'applique au cas avec drainage double (au fond et au sommet, figure 4.52). Ces solutions graphiques permettent d'estimer le degré de consolidation $U (= 1 - u_e/\gamma' \cdot h)$ pour une hauteur relative (y/h) et un facteur temps $T (= m^2 \cdot t/c_v)$; où $m (= dh/dt)$ est le taux de remplissage, t le temps à partir du début de la déposition du matériau et c_v le coefficient de consolidation. Au chapitre 4, on utilise le modèle de Gibson (1958) afin de comparer les résultats de cette approche avec ceux obtenus de nos simulations numériques.

1.5.2 Théorie de Gibson en grand déplacement

Gibson et al. (1967, 1981) proposent d'utiliser un système de coordonnées de type lagrangien qui permet de traiter les problèmes en grande perturbation.

En coordonnées lagrangiennes, z représente la coordonnée matérielle par rapport à un plan de référence (fond de la colonne par exemple), pour une couche de matériau dont le volume solide est constant. Ainsi, si z correspond à la mi-hauteur d'une suspension ou d'un dépôt, la moitié du volume de particules solides se trouve en dessous. Ce système de coordonnées implique l'absence de transfert de grains d'une couche à une autre et suppose que le sol ne se déforme que dans la direction verticale.

A un instant donné, la relation entre la coordonnée matérielle z et la coordonnée eulérienne (ou spatiale) ζ ne dépend que de la porosité de la couche de matériau située entre z et le plan de référence ;

Cette relation est définie par :

$$\zeta(z) = \int_0^z (1+e)dz \quad (1.28)$$

Et :

$$\partial\zeta / \partial z = (1+e) \quad (1.29)$$

Les hypothèses essentielles à la base de la théorie de Gibson sont :

- eau et grains incompressibles;
- sol saturé;
- validité de la loi de Darcy;
- les variations de k et σ' peuvent être exprimées à partir de e ;
- absence d'échange de grains entre les couches de matériau.

En coordonnées matérielles, la forme de l'équation de continuité est légèrement différente de celle présentée auparavant. En effet, le volume de grains étant, par définition, constant dans une couche élémentaire d'épaisseur dz , la variation de volume de cette couche est égale à la variation du volume d'eau (compte tenu de l'hypothèse d'incompressibilité et de saturation) (Gibson et al., 1981) :

$$V_w(t+dt) = V_w(t) + S.v(z)dt - S.v(z+dz)dt \quad (1.30)$$

où V_w est le volume d'eau dans la couche dz et S une surface horizontale. En divisant par le volume total occupé par les grains et en supposant la continuité de la mixture (boue ou pulpe), on obtient :

$$e(t+dt) = e(t) + \frac{dt}{dz} \cdot (v(z) - v(z+dz)) \quad (1.31)$$

Ceci mène à l'équation de continuité, en coordonnées matérielles (Gibson et al., 1981) :

$$\frac{\partial e}{\partial t} + \frac{\partial v}{\partial z} = 0 \quad (1.32)$$

Gibson et al. (1981) utilisent de plus :

- Le postulat des contraintes effectives : $\sigma = \sigma' + u$;
- La loi de Darcy, exprimée en reliant la vitesse relative au gradient hydraulique:

$$v = -\frac{k}{\gamma_w(1+e)} \cdot \frac{\partial u}{\partial z} \quad (1.33)$$

- les conditions d'équilibre des couches sous l'effet des contraintes totales et de la pression hydrostatique :

$$\frac{\partial \sigma}{\partial z} = -\gamma_{sat}(1+e) \quad (1.34)$$

et

$$\frac{\partial u_0}{\partial z} = -\gamma_w(1+e) \quad (1.35)$$

où

- γ_{sat} est le poids volumique total de la boue,
- γ_w est le poids volumique de l'eau,
- u_0 est la pression hydrostatique (à l'équilibre).

La combinaison des équations (1.32) et (1.33) donne alors :

$$\frac{\partial e}{\partial t} - \frac{\partial}{\partial z} \left[\frac{k}{\gamma_w(1+e)} \cdot \frac{\partial u}{\partial z} \right] = 0 \quad (1.36)$$

soit, en dérivant $\sigma = \sigma' + u$ et en remplaçant $\partial u / \partial z$:

$$\frac{\partial e}{\partial t} - \frac{\partial}{\partial z} \left[\frac{k}{\gamma_w(1+e)} \cdot \left(\frac{\partial \sigma}{\partial z} - \frac{\partial u_0}{\partial z} - \frac{\partial \sigma'}{\partial z} \right) \right] = 0 \quad (1.37)$$

Enfin, en utilisant les équations d'équilibre, en séparant les deux termes dans la dérivation et en supposant que la conductivité hydraulique réduite $k_r = k / (1+e)$ et les contraintes effectives σ' ne dépendent que de l'indice des vides e , on obtient l'équation de Gibson (Gibson et al., 1981; Gjerapic et Znidarcic, 2007) :

$$\frac{\partial e}{\partial t} + (D_r - 1) \cdot \frac{dk_r}{de} \frac{\partial e}{\partial z} + \frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial}{\partial z} \left[k_r \cdot \frac{d\sigma'}{de} \frac{\partial e}{\partial z} \right] = 0 \quad (1.38)$$

où

- D_r est la densité relative des grains solides ($D_r = \gamma_s / \gamma_w$).
- γ_s et γ_w sont le poids volumique des solides et de l'eau respectivement.

Il est particulièrement intéressant de remarquer que si l'on adopte les hypothèses de Terzaghi, i.e. :

- $k/(1+e)$ constant;
- sol ou matériau autoportant ($\partial u/\partial z = -\partial \sigma'/\partial z$);
- charge totale appliquée constante (eq. (1.20)).

L'équation (1.36) issue de la formulation de Gibson et al. (1981) devient alors :

$$\frac{\partial e}{\partial t} + \frac{k}{\gamma_w(1+e)} \cdot \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial \sigma'}{\partial z} \right) = 0 \quad (1.39)$$

On peut aussi écrire (par comparaison avec l'équation 1.22) :

$$a_v \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{k(1+e)^2}{\gamma_w(1+e)} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = 0 \quad (1.40)$$

On retrouve ainsi l'équation de Terzaghi :

$$\frac{\partial u}{\partial t} - c_v \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = 0 \quad (1.41)$$

L'équation 1.38 a été appliquée à des cas de consolidation sous charge constante pour comparaison avec l'équation de Terzaghi ainsi qu'à divers autres cas de consolidation (Gibson et al., 1981).

1.6 Théories unifiées

1.6.1 Phases de formation des sédiments

Le graphique des figures 1.11 et 1.12 montrent les différentes phases du processus de sédimentation et consolidation. La formation de la couche de boue comporte, de façon simplifiée, trois stades (ou phases du processus) tels qu'illustrés à la figure 1.12. Au début, les particules en suspension forment des floes. Ensuite les particules se déposent progressivement en formant une couche au fond. Cette dernière commence alors son processus de consolidation pendant laquelle l'eau comprise dans les pores est évacuée.

L'interface sédiments/eau claire s'abaisse progressivement jusqu'à la disparition de la zone de sédimentation. La couche de sédiment au fond termine sa consolidation sous son propre poids en dissipant les pressions en excès u_e dans les pores jusqu'à l'obtention d'un équilibre.

1.6.2 Modélisation continue du processus de sédimentation et de consolidation

Les recherches menés notamment par Been et Sills (1981) et Pane et Schiffman (1985) ont montré certaines similitudes entre la théorie de Kynch et les modèles traditionnels de consolidation, soulignant que tous deux dérivent des même principes fondamentaux (équations de conservation, relations phénoménologiques entre forces et écoulements). On peut alors établir que les contraintes effectives sont nulles en phase de sédimentation (tassement entravé) et que le phénomène physique de consolidation résulte lui-même du tassement entravé. On obtient ainsi une approche théorique unifiée entre ces deux types de processus.

1.6.2.1 Théories basées sur l'approche de Kynch

Depuis sa formulation, la théorie de Kynch (1952) a fait l'objet de diverses réinterprétations, modifications ou extensions en vue de permettre son application au cas de suspensions conduisant à la formation d'un dépôt compressible, afin d'intégrer le processus de consolidation. On mentionne quelques unes dans ce qui suit.

Shin et Dick (1980) ont étudié les suspensions et postulent que la compression a lieu sous l'influence combinée des forces gravitationnelles, des forces hydrodynamiques et des contraintes transmises sur les particules. On fait ici l'hypothèse que les contraintes effectives et la résistance à l'écoulement ne dépendent que de la concentration en solides.

Fitch (1983) a examiné le cas de sédiments compressibles et il montre les limites de l'extension de l'approche de Kynch à la région correspondant.

Tiller (1981) s'est aussi attaqué au problème du couplage de la théorie de Kynch pour des régions où le tassement est libre (équation différentielle partielle du 1^{er} ordre) avec une solution décrivant le sédiment en consolidation (équation différentielle partielle du 2^{ème} ordre). Tiller (1981) a proposé des conditions aux limites pour que ces deux équations deviennent égales (dans la zone intermédiaire où a lieu le tassement entravé à la surface du dépôt en formation). Des problèmes surviennent cependant en raison de la non linéarité des équations qui génère des solutions multiples et donc des discontinuités.

Tan et al. (1990a) et Toorman et Berlamont (1993a) ont aussi proposé des extensions de la théorie de Kynch en introduisant la loi de Darcy (exprimée selon l'équation 1.33). Tan et al. (1990b) analysent le cas de la sédimentation de boues argileuses et expriment la vitesse de tassement à partir de la concentration, de la conductivité hydraulique (fonction de la

concentration) et des contraintes effectives. Bien que capable de décrire la sédimentation et le phénomène de tassement entravé, cette formulation qui impose que les contraintes effectives sont nulles en sédimentation pure, implique que le sol en cours de formation ne se déforme pas. Elle exclut donc la possibilité de consolidation sous poids propre des sédiments accumulés au fond et n'est plus valable dès lors que les contraintes effectives ne sont plus négligeables. Elle n'est par conséquent pas fondamentalement différente de la formulation de Kynch (1952).

Toorman (1996) propose une formulation voisine de celle de Kynch (1952), mais basée sur la combinaison des équations de conservation relatives à la phase fluide et à la phase solide. Elle prend de plus en compte de l'apparition de contraintes effectives au-delà d'une certaine concentration. L'écriture de cette approche est particulière, mais elle mérite d'être revue (succinctement).

Cette approche considère un sol saturé, avec des grains solides et un fluide incompressibles, la validité de la loi de Darcy, et l'existence de contraintes effectives fonction de la concentration en solides γ_s .

On peut écrire la masse volumique ρ de la suspension comme :

$$\rho = \rho_s \cdot \theta_{sol} + \rho_w (1 - \theta_{sol}) \quad (1.42)$$

où :

- ρ_s et ρ_w sont la masse volumique des solides et de l'eau respectivement;
- θ_{sol} est la teneur volumique en solides ($\theta_{sol} = 1 - n = \frac{1}{1 + e}$).

Toorman (1996) a reformulé l'équation de continuité globale du mélange (présentée à la section 1.5). La conservation de la masse pour la phase solide s'écrit comme suit:

$$\frac{\partial \theta_{sol}}{\partial t} + \frac{\partial (v_s \cdot \theta_{sol})}{\partial z} = 0 \quad (1.43)$$

où

- v_s est la vitesse de tassement (particule en sédimentation);
- z est la coordonnée eulérienne verticale; l'axe z est orienté vers le haut.

Pour la phase fluide, la conservation de la masse peut être écrite comme:

$$\frac{\partial n}{\partial t} + \frac{\partial (v_w \cdot n)}{\partial z} = 0 \quad (1.44)$$

L'équation d'équilibre des forces pour un volume élémentaire de sol est définie par :

$$\frac{\partial \sigma'}{\partial z} = -\gamma' \cdot \theta_{sol} - \frac{\partial u}{\partial z} \quad (1.45)$$

où σ' est la contrainte effective, u est la pression interstitielle et γ' est le poids volumique immergé.

Le gradient de la surpression interstitielle est déterminé de façon empirique, en fonction du coefficient de conductivité hydraulique, par la loi de Darcy-Gersevanov² (Zaretskii, 2000).

Cette loi peut être exprimé comme suit (Schiffman et al., 1985 ; Toorman, 1996) :

$$-\frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} = \frac{1 - \theta_{sol}}{k} (v_w - v_s) \quad (1.46)$$

où k est la conductivité hydraulique et γ_w est le poids volumique du fluide.

Toorman (1996) a définie le « taux de déposition » en fonction de la conductivité hydraulique et les contraintes effectives :

$$\varpi = \frac{k}{\gamma_w} \left[\gamma' \cdot \theta_{sol} - \left(\frac{\partial \sigma'}{\partial z} + \frac{\partial \Pi}{\partial z} \right) \right] \quad (1.47)$$

où Π est la pression osmotique (faible gradient de surpression qui dirige l'écoulement), liée au potentiel chimique de la suspension. Toorman appelle ϖ taux de déposition (settling rate) pour ne pas se confondre avec v_s la vitesse de chute libre d'une particule (Stokes), en sédimentation pure.

Toorman remarque qu'en l'absence de contraintes effectives ($\sigma' = 0$) et pour une contribution de la pression osmotique Π négligeable, le coefficient de conductivité hydraulique s'exprime par :

$$k = \varpi_0 \frac{\gamma_w}{\gamma' \cdot \theta_{sol}} \quad (1.48)$$

où ϖ_0 est le taux de déposition en sédimentation pure ($\sigma' = 0$).

Toorman (1996) postule aussi que les contraintes effectives ne dépendent que de la concentration et que la pression osmotique Π dans une suspension est fonction de la concentration en solide seulement. Il présente alors l'équation (1.41) comme suit :

² Gersevanov a généralisé la loi de Darcy. Comme résultat de cette généralisation, la loi de Darcy-Gersevanov prend en compte les variations de la conductivité hydraulique avec les variations de l'indice des vides du matériau.

$$\frac{\partial \theta_{sol}}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left[\varpi_0 \cdot \theta_{sol} + \left(\frac{\varpi_0}{\gamma'} \cdot \frac{\partial \sigma'}{\partial \theta_{sol}} + D_B \right) \frac{\partial \theta_{sol}}{\partial z} \right] \quad (1.49)$$

où D_B est le coefficient de diffusion Brownien.

La consolidation et la diffusion Brownien sont maintenant incluses dans une généralisation de la théorie originelle.

Notons que l'hypothèse voulant que les contraintes effectives ne dépendent que de la concentration en solide, a été remise en question car elle n'est pas justifiable du point de vue microscopique du phénomène (Toorman, 1998).

L'équation (1.47) peut également être écrite sur la forme suivante (Toorman, 1999) :

$$\frac{\partial \theta_{sol}}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial z} \left[\varpi_0 \cdot \theta_{sol} \left(1 - \frac{\partial \sigma'}{\partial \sigma_0} \right) + D_B \frac{\partial \theta_{sol}}{\partial z} \right] \quad (1.50)$$

où

- $\sigma_0 = \sigma - u_0$ est la contrainte totale déjaugée,
- u_0 est la pression hydrostatique,
- le facteur $(1 - \partial \sigma' / \partial \sigma_0)$ représente la quantité par laquelle est réduit le taux de tassement en sédimentation pure du fait des interactions entre particules dans le réseau en consolidation (i.e. $-\varpi_0 (\partial \sigma' / \partial \sigma_0)$ est la vitesse de décélération induite par la déformation de la matrice du sol).

L'applicabilité de l'équation (1.50) repose essentiellement sur la détermination et la représentativité des équations constitutives caractérisant les paramètres de diffusivité, conductivité hydraulique et contraintes effectives, lesquelles sont loin d'être évidentes, comme le mentionne Toorman (1999).

1.6.2.2 Théories basées sur l'approche de Gibson

Au paragraphe 1.5.2, on a signalé que la théorie de Gibson et al. (1967) est capable, avec certaines hypothèses supplémentaires, de décrire le comportement d'un mélange eau/particules de sol en sédimentation ou en consolidation. Cette correspondance, initialement établie par Been

(1981), permet donc d'envisager l'utilisation de la formulation de Gibson et al. (1981) pour représenter l'ensemble du processus.

La théorie de Gibson appliquée sur un système de particules dilué au point de vue macroscopique, et sur un milieu poreux (considéré comme infiniment déformable), a donné lieu à différentes extensions essentiellement basées sur la formulation du concept de contraintes effectives capable de rendre compte de cette vision du système.

L'équation des pressions effectives proposée par Pane et Shiffman (1985) pour tenir compte des phases de sédimentation et consolidation s'exprime de la façon suivante.

$$\sigma = \beta(e)\sigma' + u \quad (1.51)$$

où σ est la pression totale, e l'indice de vides, σ' la pression effective et u la pression interstitielle. Le facteur $\beta(e) = 0$ en phase de sédimentation car l'interaction entre les particules est négligeable en raison de la grande distance qui les sépare. $\beta(e) = 1$ pour la phase de consolidation seule car les particules produisent une grande interaction les unes sur les autres et la boue se comporte alors comme un sol. Il s'agit alors de la formulation classique de Terzaghi pour les contraintes effectives. Entre les deux, on retrouve une phase de transition où la sédimentation et la consolidation se produisent en simultanée. Dans cette zone de transition, la valeur de $\beta(e)$ varie entre 0 et 1. La figure 1.15 illustre la fonction $\beta(e)$.

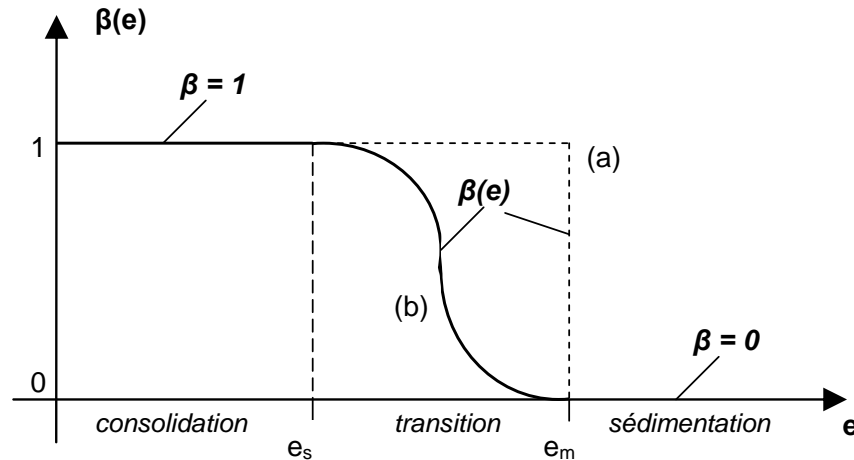


Figure 1.15 : Fonction typique du facteur $\beta(e)$. (Adaptée de Pane et Schiffman 1985)

La fonction $\beta(e)$ dans la zone de transition est toutefois difficile à évaluer de façon expérimentale. Il est donc « plus facile » (et usuel) d'ignorer cette zone et de fixer $e_m = e_s$ pour la distinction

entre la sédimentation et la consolidation. Ainsi la fonction $\beta(e)$ prendra les valeurs de 0 ou 1. Cette valeur e_m peut être déterminée expérimentalement et elle serait une propriété de la boue utilisée.

L'équation générale du procédé tenant compte à la fois de la sédimentation et de consolidation devienne alors :

$$\frac{\partial}{\partial e} [\gamma_r k_r] \frac{\partial e}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial z} \left[\frac{k_r}{\gamma_r} \frac{\partial \sigma'}{\partial e} \beta \frac{\partial e}{\partial z} \right] + \left[\frac{k_r}{\gamma_r} \sigma' \frac{\partial \beta}{\partial e} \frac{\partial e}{\partial z} \right] + \frac{\partial e}{\partial t} = 0 \quad (1.52)$$

où z est une coordonnée exprimée par :

$$z(a) = \int_0^a \frac{1}{1 + e(a, t)} da = \int_0^\xi \frac{1}{1 + e(\xi, t)} d\xi \quad (1.53)$$

où a et ξ sont les coordonnées lagrangiennes et eulériennes d'un point;

La conductivité hydraulique réduite s'écrit :

$$k_r = \frac{k}{(1 + e)} \quad (1.54)$$

Le poids volumique relatif est :

$$\gamma_r = \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right) \quad (1.55)$$

où γ_s et γ_w représentent le poids spécifique des grains solides et du liquide respectivement.

Avec un coefficient $\beta(e) = 0$, l'équation générale (1.52) devient :

$$V_z(e) \frac{\partial e}{\partial z} + \frac{\partial e}{\partial t} = 0 \quad (1.56)$$

ou :

$$V_z(e) = \frac{\partial}{\partial z} (\gamma_r k_r) \quad (1.57)$$

Cette équation est analogue à l'équation de sédimentation de Kynch.

Dans la situation où $\beta(e) = 1$, l'équation 1.52 devient l'équation de consolidation de Gibson et al. (1967). Le comportement des matériaux dépend alors des deux fonctions $k(e)$ et $e(\sigma')$, sur lesquelles on reviendra au prochain paragraphe.

D'après Masutti (2001), cette formulation permet aussi d'analyser le processus par la méthode de Kynch (lignes d'isodensité). Elle ne constitue cependant pas véritablement un modèle continu

dans la mesure où il faut définir une valeur seuil de l'indice des vides, ce qui induit implicitement une discontinuité entre sédimentation et consolidation. De plus, il n'existe pas vraiment une unique valeur d'indice des vides pour laquelle les contraintes effectives s'annuleraient (Been et Sills, 1981; Imai, 1981; Toorman, 1999).

La limite de cette approche apparaît pour des conditions intermédiaires ($e_s < e < e_m$) où la mixture solide/eau n'est plus une suspension mais n'est pas encore un sol. Dans cette zone où les vitesses du fluide interstitiel sont encore relativement grandes, les forces hydrodynamiques coexistent (dans un même ordre de grandeur) avec les contraintes effectives qui commencent à devenir actives. La résolution de l'équation (1.52) nécessite donc de connaître la forme de la fonction $\beta(e)$ sur ce domaine d'indice des vides dont les limites sont également à définir.

Jeeravipoolvarn et al. (2009) ont déterminé la fonction $\beta(e)$ de façon expérimentale (petites colonnes de sédimentation) et numérique pour des résidus fins provenant de l'industrie des sables bitumineux. Ils ont déterminé les valeurs de e_s et e_m (figure 1.15) pour chacun des 4 échantillons testés, confirmant que $\beta(e)$ dépend des propriétés du matériau en étude. Les valeurs de la différence $e_m - e_s$ étaient entre 0,5 et 5, pour les matériaux testés.

Par ailleurs, Alexis (1992) (voir aussi Gallois et al. 1999) note que les contraintes effectives n'apparaissent dans l'équation de Gibson et al. (1967) que sous la forme d'une dérivée par rapport à l'indice des vides. Il suffirait d'imposer une forme asymptotique à la loi des contraintes effectives (telle que la contrainte effective et sa dérivée tendent vers zéro aux indices des vides élevés) pour rendre la formulation de Gibson et al. (1967) applicable à la sédimentation et à la consolidation. Cette approche permettrait ainsi de s'affranchir des hypothèses sur l'existence ou l'absence de contraintes effectives dans la phase de sédimentation et ne nécessite plus la définition d'une limite faisant la distinction entre les deux phases du processus. Des modèles basés sur la théorie de Gibson (1967) et faisant intervenir des lois de contraintes effectives respectant cette condition aux grandes indices des vides ont par exemple été proposés par Gallois (1992) et Le Normant (1995).

La formulation de Gibson et al. (1981) a par ailleurs été étendue, en respectant certaines limites aux hypothèses et certaines conditions, au cas d'un système à trois phases (sols mous partiellement saturés), par Wichman (2000), Wichman et al. (2000) et Sills et Gonzalez (2001).

La théorie de Gibson et al. (1967) serait donc théoriquement adaptée à une modélisation continue des phénomènes de sédimentation/consolidation, sous réserve de pouvoir définir les lois de

conductivité hydraulique et de contraintes effectives les plus aptes à bien représenter la réalité du processus physique pour l'ensemble des phases de comportement.

Il faut toutefois préciser qu'elle comporte aussi certaines limitations, principalement liées à l'utilisation du système de coordonnées lagrangiennes qui impose des conditions restrictives majeures (Gallois, 1995). Par exemple l'absence d'échange de grains entre les couches, si elle n'est pas restrictive en consolidation, le devient dans une suspension de faible concentration où une ségrégation des particules est possible (Toorman et Berlamont, 1993a; Alexis et al., 2004). L'utilisation de coordonnées matérielles (Lagrangiennes) suppose aussi la définition des limites du sol. Or la limite supérieure d'une suspension en cours de sédimentation peut être floue et la définition d'une couche limite dans laquelle la concentration serait supposée constante est peu appropriée en raison de l'allure des profils de densité obtenus juste sous l'interface (Been et Sills, 1981; Masutti, 2001)

L'application de ces équations nécessite de plus un traitement numérique des équations tel que montré par les travaux de Azevedo et al. (1994), Gallois (1995, 1999) et Fox et Berles (1997).

En outre, la théorie est uniquement applicable au cas de sédiments d'où les bulles de gaz non dissous ne s'échappent pas (Wichman, 2000; Wichman et al., 2000).

Les modèles mentionnés ici (i.e. Been et Sills, 1981; Pane et Schiffman, 1985; Gallois, 1995; Toorman, 1996) intègrent et prolongent les approches antérieures par l'unification des théories de sédimentation et consolidation. Leur caractère évolutif permet d'envisager la prise en compte de phénomènes jusqu'alors négligés (fluage, floculation, écoulement non-darcyén) et par conséquent des applications plus larges. Cependant, son exploitation, sous sa forme générale, se heurte à la difficulté de la détermination des lois de comportement et des paramètres associés. Cet aspect est discuté à la section suivante et il sera revu à la lumière de nos résultats expérimentaux.

1.6.3 Relations développées pour les contraintes effectives et la conductivité hydraulique

La synthèse des différentes approches théoriques pour analyser le processus de sédimentation et de consolidation indique que la validité de ces théories repose en grande partie sur la connaissance des lois de comportement caractéristiques du matériau étudié et sur leur représentativité. Ceci inclut leur aptitude à décrire la réalité du processus physique et à la transcrire en équations applicables à un domaine d'indice des vides le plus étendu possible.

Les principales formes de lois utilisées seront rappelées aux paragraphes suivants. Ce rappel est restreint au cas des relations univariées et en précisant les conditions aux limites qu'elles doivent vérifier.

1.6.3.1 Contraintes effectives

Les diverses formes de lois rencontrées ne constituent généralement que des cas particuliers de formulations plus générales. Elles sont représentées par les cinq relations présentées au tableau (1.1), qui expriment la contrainte effective en fonction de l'indice des vides.

Bartholomeeusen et al. (2002) présentent plusieurs autres relations $\sigma'-e$ établies de façon expérimentale et/ou numérique (pas montré ici). Les équations montrées par le tableau 1.1 sont cependant les plus courantes.

Tableau 1.1 : Domaine de définition et comportement aux limites de quelques lois de contraintes effectives (tiré de Gallois, 1995)

Lois	Domaine de variation de e		Valeurs de σ' aux limites		Validité
	e_{\min}	e_{\max}	$\sigma'(e_{\min})$	$\sigma'(e_{\max})$	
limites théoriques	e_{\min}	∞	∞	0	
$\sigma' = a.(b-e)^c$	0	b	$a.b^c$	0	peut convenir si b très grand et $a.b^c$ très grand
$\sigma' = a.\exp(-be)$	0	∞	a	0	peut convenir si a très grand
$\sigma' = a.(e-b)^{-c}$	b	∞	∞	0	convient : $b=e_{\min}$
$\sigma' = a + b.\log(e-c)$	c	$\exp(a/b+c)$	∞	0	peut convenir si $c=e_{\min}$ et $\exp(a/b+c)$ très grand
$\sigma' = a.(1+e)^{-b}+c$	0	∞	$a+c$	c	peut convenir si a très grand et $c=0$

1.6.3.2 Conductivité hydraulique

Lorsque l'écoulement est supposé conforme à la loi de Darcy, on a vu que la conductivité hydraulique est définie par le rapport $-v/i$ (ou v est la vitesse d'écoulement et i est le gradient hydraulique). Elle ne dépend que de paramètres intrinsèques au milieu (porosité, viscosité...). Elle peut, sous les hypothèses d'un fond imperméable et d'absence de contraintes effectives, être reliée à la vitesse de chute des grains v_s (paramètre de référence utilisé par les hydrauliciens) à travers la relation :

$$k = v_s \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma_d} (1 + e) \quad (1.58)$$

Où γ_w et γ_d sont le poids volumique de l'eau et immergé respectivement.

La vitesse de chute peut être mesurée. Mais, en dehors de la sédimentation pure, une loi de vitesse de chute n'est pas une loi de comportement (elle dépend des conditions expérimentales) ni une loi d'écoulement (elle dépend des contraintes effectives).

Pour définir la relation k - e , il faut garder à l'esprit les conditions aux limites que doit remplir la conductivité hydraulique, soit (Gallois, 1995) :

- Lorsque l'indice des vides tend vers 0, la conductivité hydraulique doit s'annuler, le milieu devenant essentiellement solide donc imperméable;
- Lorsque l'indice des vides devient très grand, la vitesse de chute tend vers une valeur finie déterminée par la loi de Stokes et le gradient hydraulique devient nul, de sorte que la conductivité hydraulique tend vers l'infini. Le comportement de k peut alors être précisé au moyen de la conductivité hydraulique réduite définie par $k_r = k/(1 + e)$ qui tend, elle, vers une valeur limite aux grands indices des vides.

Il y a différentes formes de lois, empiriques ou théoriques, exprimant k ou k_r en fonction de l'indice des vides. Elles peuvent se généraliser par deux lois génériques:

$$k_r = \alpha \cdot (e + \varepsilon)^\beta \cdot (1 + e)^\delta \quad (1.59)$$

$$\log k = a + b \cdot e + c/(1 + e) \quad (1.60)$$

La forme de (1.60) est, a priori, la moins bien adaptée car elle ne remplit aucune des deux conditions aux limites.

La forme de (1.59) est adaptée aux faibles valeurs de e si $\varepsilon = 0$. Dans ce cas, elle rappelle la forme d'une équation de type Kozeny-Carman ($k \approx e^x/(1+e)^y$) présentée plus loin.

Plusieurs auteurs (e.g. Al-Tabbaa et Wood, 1987; Bussière, 1993; Nagaraj et al. 1993, 1994; Aubertin et al., 1996; Kodikara et Rahman, 2002; Mbonimpa et al., 2002; Chapuis et Aubertin, 2003) ont proposé des modèles spécifiques pour estimer la conductivité hydraulique en utilisant des relations semi-empiriques et des résultats expérimentaux. On résume ici quelques uns de ces travaux.

Bussière (1993) a proposé un modèle pour estimer la conductivité hydraulique des rejets issus de l'industrie minière. Bussière (1993) utilise une loi de puissance pour présenter la relation entre la conductivité hydraulique et l'indice des vides. Les relations de type Kozeny-Carman sont présentées par Bussière (1993) comme suit :

$$k = f_1[D_n, D_r, P] \cdot f_2[e] \quad (1.61)$$

Où

- D_n est le diamètre des grains;
- D_r est la densité des grains solides;
- P représente les autres paramètres soit la viscosité de l'eau, la température, le facteur de forme et le poids volumique de l'eau;
- e est l'indice des vides.

Bussière (1993) a retenu le modèle de Pavchich (Goldin et Rasskazov, 1992) en raison du nombre et de l'accessibilité des variables impliquées. Dans ce cas l'expression (1.61) s'écrit comme suit :

$$k = f_1 \cdot e^b \quad (k \text{ en m/s}) \quad (1.62)$$

Où f_1 (en m/s) est :

$$f_1 = 4 \frac{S_F}{\mu} C_U^{1/3} \cdot D_{17}^2 \cdot \frac{g}{1000} \quad (1.63)$$

Avec :

- S_F est un facteur de forme défini à partir des données expérimentales; Bussière (1993) a obtenu des valeurs entre 0,24 et 0,9 pour des rejets miniers (selon les données obtenues au laboratoire)
- μ est la viscosité cinématique de l'eau ($10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$)
- D_{17} est le diamètre des grains à 17 % passant (mm)
- C_U est le coefficient d'uniformité (D_{60}/D_{10})
- g est l'accélération gravitationnelle (m/s^2)
- b est une constante qui prend une valeur entre 4,79 et 6,19.

Avec cette relation, il a été possible d'estimer la conductivité hydraulique à un indice des vides donné pour des rejets de concentrateur remaniés et homogénéisés. Les informations nécessaires pour appliquer le modèle sont la granulométrie, le D_r et e . Les limites d'utilisation du modèle proposé (équation 1.63) sont les suivantes :

- avoir un pourcentage passant au tamis #200 entre 50 et 80 %;
- avoir un pourcentage de particules $< 2\mu\text{m}$ entre 2 et 10 %;
- avoir un C_U entre 8 et 18;
- avoir un D_r se situant entre 2,7 et 3,4 (plage de D_r des matériaux testés);
- respecter les critères de filtre interne de Kenney et Lau (1985);
- avoir un indice des vides e entre 0,45 et 1,1;
- avoir un gradient hydraulique i inférieur à 10.

Un modèle basé sur le modèle de Kozeny-Carman, sur l'équation 1.61 et sur des résultats expérimentaux sur des rejets miniers, a été présenté par Aubertin et al. (1996). Le modèle est écrit comme suit :

$$k = c \frac{\gamma_w}{\eta_w} \cdot D_{10}^2 \cdot C_U^{1/3} \cdot \frac{e^{(3+x)}}{(1+e)} \quad (1.64)$$

Où :

- k est la conductivité hydraulique (m/s)
- c est une constante qui prend la valeur 0,004 d'après les résultats expérimentaux présentés par les auteurs
- γ_w est le poids volumique de l'eau (9,807 kN/m³)
- η_w est la viscosité dynamique de l'eau (9,8x10⁻⁶ N.s/cm²)
- D_{10} est le diamètre des grains à 10% passant (mm)
- x prend une valeur moyenne de 2,16 d'après les résultats expérimentaux présentés par ces auteurs.

Les résultats expérimentaux présentés par Aubertin et al. (1996) ont été réalisés sur divers résidus de mines de roches dures. L'indice des vides varie de 0,4 à 1,4. Le modèle a été extensionné pour divers types de matériaux, incluant les sols argileux, par Mbonimpa et al. (2002).

Chapuis et Aubertin (2003) ont examiné les fondements et la validité de l'équation de Kozeny-Carman à l'aide d'essais de conductivité hydraulique en laboratoire. Les résultats d'essais proviennent de diverses publications qui ont fourni toute l'information requise pour faire une prédiction : indice des vides, la surface spécifique mesurée pour les sols cohérents ou la courbe granulométrique pour les sols pulvérulents.

Chapuis et Aubertin (2003) présentent l'équation de Kozeny-Carman comme suit :

$$k = C \frac{g}{\eta_w \rho_w} \frac{e^3}{S^2 D_r^2 (1 + e)} \quad (1.65)$$

Où :

- k est la conductivité hydraulique (m/s)
- C est une constante (elle prend en compte la forme et la tortuosité des canaux)
- g est l'accélération gravitationnelle (9,807 m/s²)
- η_w est la viscosité dynamique de l'eau (9,8x10⁻² N.s/m²)
- ρ_w est la masse volumique de l'eau (10³ kg/m³)
- D_r est la densité relative des solides
- S est la surface spécifique (m²/kg des solides)
- e est l'indice des vides

Chapuis et Aubertin (2003) présentent des expressions empiriques (issues de la littérature) permettant de calculer la surface spécifique d'un sol pulvérulent à partir de sa courbe granulométrique, pour plusieurs types des matériaux (des graviers, des sables ou d'autres plus fins) Selon le type de matériaux, d'autres paramètres, tel que la limite de liquidité, l'indice de plasticité, etc., peuvent être nécessaires. Ces expressions ne seront pas présentées ici.

Chapuis et Aubertin (2003) ont comparé les valeurs de la conductivité hydraulique mesurées et estimées à l'aide de l'équation 1.65, utilisant les données de plusieurs auteurs et pour plusieurs matériaux (ou types de sols). Les résultats présentés par Chapuis et Aubertin (2003) indiquent,

qu'en général, l'équation de Kozeny-Carman prédit assez bien la conductivité hydraulique saturée de la plupart des sols.

Chapuis et Aubertin (2003) ont montré que le modèle de Kozeny-Carman peut être utilisé pour prédire la conductivité hydraulique (verticale) sur de sols homogènes pour des valeurs de k de 10^{-1} à 10^{-11} m/s. Les valeurs prédites peuvent varier dans une plage de 1/3 à 3 fois par rapport aux résultats expérimentaux. Ils expliquent que plusieurs des divergences constatées peuvent être reliées soit à des raisons pratiques (e.g. valeur imprécise de la surface spécifique, régime permanent pas atteint, échantillons non saturés, etc.) soit à des raisons théoriques (une partie de l'eau est immobile, et l'équation de prédiction est isotrope alors que la conductivité hydraulique est une propriété anisotrope).

D'autres méthodes (Chapuis 1990, 2002) qui considèrent des facteurs qui ne sont pas pris en compte par l'équation 1.65 (tel que la double porosité), peuvent alors être utilisées pour prédire la valeur de k .

1.7 Compléments sur les travaux rapportés dans la littérature

Dans ce qui suit, on présente un sommaire de travaux et résultats théoriques, expérimentaux et numériques sur la sédimentation et la consolidation. Il s'agit d'une synthèse de travaux qui s'approchent du domaine visé par ce projet.

Certaines des informations présentées ici sont utiles pour la suite, notamment au niveau des essais de laboratoire et de l'analyse des résultats.

1.7.1 Études théoriques

Les sections précédentes, ont permis de présenter les développements et approches théoriques les plus largement acceptés par la communauté scientifique pour l'étude de la sédimentation (section 1.4), de la consolidation (section 1.5) et de la sédimentation/consolidation (section 1.6). On résumera ici d'autres développements et solutions théoriques.

Le principal objectif des études théoriques, qui s'appuient généralement sur une des théories présentées dans les sections précédentes, est de développer des solutions mathématiques adaptées aux applications particulières (selon la nature des problèmes visés, les matériaux étudiés, les restrictions géométriques et les conditions aux limites). De façon générale, ces études théoriques visent à :

- Proposer des solutions (e.g. transformées, résolution des équations différentielles, abaques, solutions géométriques) applicables directement à des situations particulières bien définies;
- Créer ou simplifier des modèles pour résoudre une problématique particulière;
- Évaluer de nouveaux paramètres qui peuvent avoir une signification physique et ouvrir des voies pour la création de nouveaux essais (au laboratoire ou sur le terrain) ou la modification d'essais existants.

Les domaines d'application des diverses solutions sont très variés. Par exemple, Burger et al. (2001) se sont intéressés à l'étude de la sédimentation et de la consolidation des suspensions des procédés industriels dans le domaine de la minéralurgie. Fox et Berles (1997) ont travaillé sur une solution générale qui a été appliquée à des situations particulières telles une couche d'argile consolidant sous poids propre (Fox, 1999) et l'analyse de la consolidation radiale (Fox et al., 2003). Wichman et al. (2000) et Sills et Gonzalez (2001) ont réalisé des études de la consolidation des sols avec des inclusions d'air (bulles, dans les sols). Cai et al. (2007) ont étudié la consolidation 1D d'un sol soumis à des charges cycliques. Huang et al. (2008, 2009) se sont servis d'une analyse probabiliste avec la solution de consolidation (analyse semblable à une l'analyse inverse). La description détaillée de toutes les applications n'est pas essentielle ici et c'est la raison pour laquelle on cite seulement quelques exemples. On note néanmoins que la revue montre que l'objet des études est très varié et que, en général, les chercheurs essaient d'adapter les solutions disponibles à leur domaine de recherche.

1.7.2 Revue des études expérimentales effectuées

Le tableau 1.2 résume l'information la plus pertinente en relation avec les travaux expérimentaux, en insistant particulièrement sur les essais en grande colonne.

Comme on peut le constater à la lumière de ce tableau, plusieurs études expérimentales (de laboratoire) ont été effectuées sur les phénomènes de sédimentation et de consolidation. Ces études ont permis de constituer une base de données destinée à :

- Valider les modèles numériques établis sur la base des différentes théories présentées au chapitre précédent; des travaux en ce sens ont notamment été menés par : Been et Sills (1981, les résultats de leurs travaux seront repris au chapitre 4), Feldkamp (1989),

Toorman et Berlamont (1993a), Gallois (1995), Ghafouri et Lewis (1996), Fox et al. 2005, Fox (2007.a, 2007.b);

- Approfondir les connaissances sur les lois de comportement par une amélioration de la qualité des mesures et la proposition de lois mieux adaptées (e.g. Imai, 1980, 1981; Been, 1981; Gallois, 1995; Eckert et al., 1996; Aydilek et al., 1999; Bartholomeeusen, 2002; Jeeravipoolvarn et al., 2009);
- Évaluer de façon paramétrique l'influence de certains facteurs liés à l'environnement (conditions de dépôt, température, conditions de drainage...) ou propres au matériau (nature et taille des grains, types de minéraux, présence de matière organique...) et au fluide interstitiel (salinité, pH, présence de cations échangeables...) (e.g. Imai, 1980, 1981; Mignot, 1989; Meckelbach, 2000; Moo-Young, 2001; O'Kelly, 2005; Iritani et al., 2009);
- Évaluer de façon paramétrique l'influence de mélanges ou d'ajouts liés à des processus industriels ou traitements de stabilisation physico-chimique (e.g. Gallois, 1995; Consoli et al., 2000, 2007; Benzaazoua et al., 2006; Helinsky et al., 2007);
- Tester et valider des méthodes expérimentales particulières ou nouvelles dans ce domaine (e.g. Shang, 1997; Wichman et al., 2000; Sridharan et Prakash, 2001; Nam et al., 2008).

Diverses synthèses des travaux antérieurs réalisés dans le domaine de la sédimentation et de la consolidation des sols fins ont été présentées au fil des années notamment par Gallois (1995), Masutti (2001) et Alexis et al. (2004).

Le tableau 1.2 illustre la diversité de la nature des matériaux étudiés et des techniques expérimentales employées, ainsi que l'aspect multidisciplinaire de ce domaine de recherche.

L'information présentée au tableau porte principalement sur des études avec des essais en colonnes et traitant, dans la plupart des cas, des diverses phases du processus.

Il existe de nombreuses autres études portant sur la consolidation seule et basées sur des essais oedométrique ou employant des appareils dérivés de l'oedomètre (e.g. Berre, 1972; Al-Tabbaa et Wood, 1987; Carrier III et al., 1983; Fam et Santamarina, 1997; Chu et al., 2002; Lekha et al., 2003; Kowalczyk, 2008; Santagata et al., 2008). Des travaux portant sur l'évolution des propriétés mécaniques lors des processus de consolidation ont été aussi réalisés, mentionnons : Perret et al. (1995), Adamcewicz et al. (1997), Van Kessel et Fontijn (2000), Estabragh et al. (2004), Narsilio, (2006), O'Kelly (2008). Plusieurs études portent essentiellement sur l'étape de sédimentation ainsi que sur la suspension et sur la fluidisation (e.g. Imai, 1980, 1981; Edge et Sills, 1989; Tan et al., 1990a; Anandarajah, 1996; Shang, 1997; Pane et Schiffman, 1997, 2001; Papanicolaou et Maxwell, 2006; Galindo-Gonzalez et al., 2007; Uriev, 2011).

Certains auteurs ont aussi étudié le processus in situ à grande échelle, en bassins de décantation ou sur des sites de stockage de matériaux. Par exemple, Mittal et Morgenstern (1976) ont étudié la dissipation des pressions interstitielles dans deux bassins d'entreposage des fractions fines de rejets miniers durant les phases de sédimentation et de consolidation (certains résultats de leurs travaux seront repris au chapitre 4); Yong et al. (1983) et Yong et Elmonayeri (1984) ont étudié in situ la sédimentation et la consolidation de boues issues du traitement de sables bitumineux; Gallois (1995) a réalisé des tests de consolidation de dépôts de vase dans un bassin expérimental en vraie grandeur et étudié l'influence de l'adjonction de différents apports sur les caractéristiques finales des dépôts; Consoli et Sills (2000) se sont intéressés aux processus de transport/sédimentation/consolidation de résidus de l'exploitation de mines de bauxite (« red mud ») afin de développer un modèle capable de prédire le taux de remplissage des réservoirs.

Les matériaux étudiés varient selon les objectifs. S'il s'agit d'étudier un matériau précis posant un problème dans un environnement particulier, les matériaux sont alors d'origine « naturelle » (essentiellement des sédiments marins ou portuaires et des rejets ou des boues industrielles issues de diverses activités humaines). Si l'étude ne porte pas sur un matériau précis, mais concerne plutôt l'application de techniques de mesures nouvelles, ou s'intéresse plus particulièrement à l'une des phases du processus (floculation par exemple), les auteurs ont préféré utiliser des matériaux simples (kaolinite principalement), déjà bien caractérisés, ou des systèmes artificiels non réactifs (suspensions colloïdales, billes de verre...) dont certaines propriétés peuvent être contrôlées.

La préparation et la mise en œuvre d'essais sur des matériaux diffèrent selon leur nature et celle du liquide interstitiel, et selon l'objectif de l'étude. Les matériaux d'origine naturelle sont généralement conservés sous saturation complète par immersion dans l'eau naturelle (prélevée sur site). Ces matériaux sont ensuite homogénéisés. La concentration initiale souhaitée pour la réalisation des essais est obtenue par ajout de la quantité d'eau nécessaire.

Les boues industrielles (résidus miniers, sous-produits de l'extraction d'hydrocarbures) subissent parfois certains traitements préalables (tamisage, extraction de certains éléments) avant les essais. Pour d'autres matériaux, la préparation de la suspension initiale comprend (selon les cas) l'ajout de flocculants ou de dispersants ou encore d'agents tensioactifs et l'utilisation de solvants particuliers. Certains auteurs (e.g. Been et Sills, 1981) ne travaillent que sur la fraction la plus fine (inférieure à 75 μm par exemple).

Lors de l'utilisation de colonnes de sédimentation, les procédés de remplissage peuvent différer sur certains points (e.g. versement direct, pompage avec refoulement en fond de colonne ou sous l'interface, aspiration par pompage à vide via un orifice situé en fond de colonne). Leur caractéristique commune est d'effectuer le remplissage en une seule fois. Les essais de Elder et Sills (1984) et Edge et Sills (1989) font cependant exception; l'objectif de leurs travaux inclut l'étude de l'influence d'un remplissage continu, à différents débits et échelonné sur une certaine durée. Ils ont aussi simulé un processus de dépôt par couches (alternance de séquences de remplissage et de repos). D'autres travaux de remplissage par couches ont été présentés par Cavalcante et al. (2003), qui se sont servis d'une boîte rectangulaire pour analyser le processus de remplissage en 2D avec des boues issues de l'industrie minière (mines de fer et quartz).

Le tableau 1.2 résume les principales conditions et techniques expérimentales employées dans les travaux (menés en colonnes) documentés dans la littérature. Il peut être constaté que celles-ci sont relativement variées. Les dispositifs les plus fréquemment rencontrés (et les plus complets) sont les colonnes de sédimentation/consolidation (de assez grandes dimensions) équipées de dispositifs de mesure non invasifs (gammamétrie, rayons X, capteurs de pression principalement). Les colonnes de sédimentation ont alors une hauteur variant de 0,25 à 10 m, des diamètres intérieurs de 50 à 910 mm. Elles sont construites avec un matériau plastique transparent permettant le suivi visuel de la position de l'interface entre le dépôt et l'eau surnageant. Les dimensions usuelles de ces colonnes sont basées sur une hauteur de l'ordre de 2 m et un diamètre interne de l'ordre de 100 mm. Ce dernier choix est justifié par les travaux de

Migniot (1989) qui montrent que les effets de bord deviennent négligeables à partir de ces dimensions. Dans le cadre de notre étude, une colonne d'un diamètre intérieure de 153 mm a été utilisée.

Les méthodes de mesure de densité les plus courantes sont la densimétrie gamma et la densimétrie par rayons X. Toutes deux sont non destructives et basées sur l'atténuation du rayonnement incident par le matériau traversé en fonction de sa densité. Elles donnent des précisions de mesure sensiblement équivalentes, mais les rayons X permettent une meilleure résolution spatiale. Cependant, pour les matériaux ayant une densité relative de grains solides élevée, des poids volumiques élevés, une taille des grains plus grossière ou sur des matériaux comportant des métaux lourds, la densimétrie gamma est préférable car c'est un rayonnement de plus haute énergie qui passe plus facilement à travers la colonne. Un autre facteur est le diamètre de la colonne; si celui-ci est grand, le rayonnement sera davantage atténué par les matériaux. L'effet sera plus important lors des étapes avancées de la consolidation où les sédiments ont une plus grande densité.

La pression interstitielle est un paramètre moins souvent mesuré, notamment en raison du coût et de la difficulté de mise en place de dispositifs efficaces et ayant la précision requise. La précision dépend de celle du capteur utilisé, ou de l'incertitude sur la lecture du niveau d'eau dans le cas de tubes piézométriques. Ces systèmes de mesure sont isolés du matériau par des filtres transmettant uniquement la pression interstitielle. La qualité de la mesure dépend alors de la conductivité hydraulique du filtre ou de son colmatage. L'utilisation de capteurs de qualité (généralement avec une faible étendue de la mesure, donc de sensibilité et de précision importante – type capteurs de pression différentielle) implique souvent un coût relativement élevé si plusieurs prises sont installées.

La solution adoptée par de nombreux auteurs a été d'utiliser un capteur unique associé à un système permettant sa connexion successive à plusieurs points de mesure. Toutefois, cette méthode engendre divers inconvénients, incluant : de petites variations de pression (interférence) introduites par les tuyaux liant les prises au capteur et le fait de ne pouvoir réaliser les mesures au même instant (un profil de pressions interstitielles instantané ne peut pas être obtenu).

Le tableau 1.2 illustre la diversité des paramètres employés pour définir les conditions initiales des mélanges, qui sont exprimées en terme de concentration (C), densité (d), teneur volumique en solides (θ_{sol}), teneur en eau ($w(\%)$), densité de la pulpe ($P(\%)$), porosité n ou indice des vides e .

Les 4 derniers sont utilisés plus souvent dans le domaine de la géotechnique. Souvent, il n'y a pas d'indications sur la valeur de la densité relative des grains solides (D_r) des matériaux, qui permettrait une comparaison plus aisée entre ces différents paramètres. Voici une brève définition des paramètres importants qui seront utilisés dans la suite de ces travaux :

- $C = M_s/V_t = \rho_s \cdot \theta_{sol} = \rho_s \cdot (1-n)$ est la concentration en g/cm³ ou kg/dm³ (unités SI). D'autres unités couramment utilisés sont le g/l ou encore (en chimie) ppm (1ppm = 1 partie par million = 1 mg/kg \approx 1 mg/l (dans une solution diluée)).
- M_s est la masse des solides (en kg)
- V_t , V_s et V_v sont le volume total du mélange (ou de la suspension), des solides et des vides, respectivement (en m³)
- ρ , ρ_s , ρ_w sont la masse volumique du mélange, des solides ou de l'eau, respectivement (en kg/m³)
- $\theta_{sol} = V_s/V_t = 1-n = 1/(1+e)$ est la teneur volumique en solides. Elle peut être exprimée sans unités ou en %.
- $d = \rho/\rho_w$ est la densité relative, adimensionnelle.
- n est la porosité, adimensionnelle. $n = V_v/V_t$
- e est l'indice des vides, adimensionnel. $e = V_v/V_s$
- w est la teneur en eau (massique), en %. $w(\%) = (W_w/W_s) \cdot 100$
- P est la densité de la pulpe, en %. $P(\%) = (W_s/W_t) \cdot 100$
- W_t , W_s et W_w sont le poids total du mélange, des solides et de l'eau, respectivement (en N); aussi M_t , M_s , M_w pour les masses (kg).

La durée des essais est également très variable, et est principalement conditionnée par la nature et la granulométrie du matériau ainsi que par la concentration initiale du mélange. Pour les matériaux naturels (argiles, boues, vases...), 1 à 3 mois sont souvent nécessaires pour que les dépôts ne subissent plus d'évolution sensible. De telles durées expérimentales imposent une mise au point particulièrement minutieuse afin d'éviter la perte de temps que représenterait un essai raté. L'utilisation de plusieurs colonnes est quelque fois requise.

Ces remarques soulignent le manque de standardisation des conditions expérimentales, problème évoqué par d'autres auteurs (Berlamont et al., 1993; Masutti, 2001; Alexis et al., 2004).

On retrouve également dans la littérature l'émergence de nouveaux dispositifs de mesures basés sur d'autres types de radiation externe (ultrasons par exemple) ou sur les propriétés électriques du milieu ou encore issus de techniques employées en milieu médical. Ces nouveaux dispositifs ne seraient actuellement adaptés qu'à des cellules de petites dimensions et appliqués essentiellement à l'étude de systèmes simples et non naturels (tels que billes de verre). Williams et al. (1990, 1995) et Williams et Xie (1993) dressent une synthèse des techniques de mesures (établies et en développement) capables de suivre l'évolution de la sédimentation de suspensions opaques. Ils proposent une classification en fonction de nombreux critères (principe physique, précision, souplesse, facilité d'emploi, coût, état de développement actuel, aspect destructif ou non de la mesure). Parmi les diverses techniques décrites par Williams et al. (1990, 1995) et Williams et Xie (1993), mentionnons celles basées sur l'utilisation de :

- radiations externes (γ , X, neutrons, ultrasons, micro-ondes...)
- radiations émises (traceurs radioactifs, NMR « nuclear magnetic resonance », traceurs magnétiques)
- propriétés électriques du milieu (méthodes électrochimiques, mesures de la capacité, de la conductivité et la résistivité...)
- techniques tomographiques (et des méthodes de reconstruction d'images associées) utilisables pour caractériser divers systèmes de particules à différentes échelles
- propriétés physiques (macroscopiques) du milieu (hydromètres, densimètres, mesures de pression, mesures rhéologiques...)
- méthodes directes invasives (par échantillonnage avec interruption du processus...).

Leurs conditions et limites d'application sont discutées en fonction du domaine étudié (dispersions colloïdales, émulsions, suspensions mixtes, concentrations élevées ou faibles, vitesse d'évolution des phénomènes étudiés...).

Les résultats expérimentaux disponibles dans la littérature se présentent sous plusieurs formes; les trois principales étant :

- les courbes de tassement, présentant l'évolution de la position de l'interface eau/suspension en fonction du temps;
- les profils de densité (ou de tout autre paramètre équivalent), représentant la répartition des valeurs de densité en fonction de la hauteur à différents temps;
- les profils de pressions interstitielles, en fonction de la hauteur et du temps.

Certains auteurs (e.g. Migniot, 1989) présentent également l'évolution de la concentration des particules solides dans l'eau surnageant. D'autres auteurs ayant réalisé des mesures de capacité³ (Xie et al., 1990 et Shi et al., 1993) présentent des graphes montrant l'évolution, en fonction du temps, de la teneur volumique en solide (θ_{sol}) et des variations de courant sur le volume de mesure correspondant à chaque paire d'électrodes (à différentes élévations).

Sur la base de ces données expérimentales, il est possible d'obtenir l'évolution des contraintes effectives et de la conductivité hydraulique en fonction de l'indice des vides (ou d'un paramètre équivalent). La plupart des auteurs dont l'objectif inclut l'étude des lois de comportement et/ou la validation de modèles numériques, utilisent ce type de représentations. D'autres, hydrauliciens et mécaniciens des fluides (e.g. Auzeais et al., 1990; Toorman et Berlamont, 1993a) y ajoutent des courbes montrant les variations des vitesses de tassement des suspensions en fonction de la teneur volumique en solides (ou d'un paramètre équivalent).

Au niveau de matériaux étudiés, qui sont très nombreux, on peut mentionner que les travaux de Gallois (1995), Masutti (2001) et Alexis et al. (2004) présentent d'autres travaux liés au domaine d'étude des sédimentations des vases estuariennes. Merckelbach (2000), Bartholomeeusen et al. (2002) et Merckelbach et Kraneburg (2004) présentent des travaux liés à la sédimentation et consolidation des dépôts issus d'opérations de dragage portuaire. Dromer (2004) et Dromer et al. (2004) présentent des travaux portant sur la sédimentation et la consolidation de boues de traitement du DMA issues de l'industrie minière. Ces travaux ont la particularité d'appliquer des chargements (par étapes), qui visent à simuler des étapes de remplissage dans un bassin d'emmagasinement de boues.

³ Cette mesure est basée sur la modulation d'un signal électrique (impulsions de tension d'une certaine fréquence) lorsqu'il traverse la suspension, milieu diélectrique dont la capacité dépend de sa permittivité électrique, laquelle varie avec la concentration de la phase solide.

1.7.3 Modélisation numérique

Plusieurs études appliquent les modèles théoriques à des problèmes à petite, moyenne et grande échelle, en 1D, 2D ou 3D, à aide d'un traitement numérique. Du point de vue mathématique, la modélisation numérique consiste à discrétiser l'objet et à résoudre les équations constitutives par itérations à l'aide d'un ordinateur dans un temps acceptable (quelques minutes à quelques jours, dépendant de la taille et de la complexité du modèle). Les ordinateurs disponibles sont plus puissants et les logiciels développés ont beaucoup évolué, suivant l'évolution technologique et des connaissances scientifiques des domaines d'application.

Dans le cas de boues, le principal objectif de telles études est d'appliquer les théories de la sédimentation et/ou de la consolidation pour obtenir des solutions numériques à des situations telles que :

- la validation des théories de sédimentation/consolidation;
- la résolution de ces théories pour obtenir des expressions plus simples à appliquer aux cas particuliers;
- la validation des résultats des essais de laboratoire ou de terrain;
- l'application à des cas réels à grande échelle;
- le couplage avec d'autres applications telles que : transfert de la chaleur, phénomènes de transport, migration des contaminants, mécanismes de diffusion/advection, précipitation et évaporation, réactions chimiques, méthode de probabilité...
- l'obtention des paramètres de design pour les bassins d'entreposage;
- l'analyse des matériaux de construction des bassins, des géométries ou des nouvelles technologies pour améliorer la performance des systèmes d'entreposage;
- l'analyse du comportement des installations avec des matériaux de remplissage de propriétés différentes (modifications dans les processus industriels, mélanges de matériaux, ajouts d'adjuvants ou simplement d'autres matériaux) ou optimisation des techniques ou méthodes de remplissage à adopter et le comportement du système à long terme;

- l'analyse de différents types de solutions numériques ou différentes approches numériques;
- l'analyse ou validation des lois de comportement.

La programmation des routines de calcul ou d'un logiciel font parfois partie des objectifs des études. Ces programmes sont développés pour un problème ou une approche particulière et sont souvent difficilement adaptables à d'autres applications.

D'autres études utilisent des logiciels commerciaux, qui ont l'avantage de fournir des outils conçus pour la modélisation avec des solveurs. Une fois familiarisé avec le logiciel choisi, la modélisation elle-même et les paramètres du calcul peuvent être directement abordés. De nos jours des logiciels très développés permettent d'effectuer des calculs avec des modèles complexes. Il y a des logiciels plus ou moins flexibles permettant (ou non) l'accès (avec la possibilité de modifier des paramètres) aux routines du calcul. Le type d'interface d'entrée et de sortie, ainsi que l'adaptabilité du logiciel pour modéliser des problèmes (géométries, matériaux, conditions aux limites, interactions, maillage...) vont influencer le choix du logiciel.

Mathématiquement, la résolution numérique d'un problème se résume à la résolution d'une série d'équations aux dérivés partiels (EDP) qui décrivent le comportement du phénomène analysé. Les méthodes numériques les plus utilisés pour la résolution des EDP dans le domaine de la géotechnique sont : la méthode des éléments finis (MEF) et la méthode des différences finies.

La méthode des éléments finis (MEF) permet de résoudre de manière discrète une EDP dont on cherche une solution approchée. Sauf cas particuliers, la discrétisation passe par une redéfinition et une approximation de la géométrie. Une fois la géométrie approchée, il faut choisir un espace d'approximation de la solution du problème; dans la MEF, cet espace est défini à l'aide du maillage (composé des éléments finis). Bien qu'il existe de nombreux logiciels exploitant cette méthode et permettant de résoudre des problèmes dans divers domaines, il est important que l'utilisateur ait une bonne idée de ce qu'il fait, notamment quant au choix du maillage et du type d'éléments qui doivent être adaptés au problème posé, et aussi en ce qui concerne la loi de comportement utilisée (Potts et Zdravkovic, 1999).

Parmi les travaux réalisés sur la modélisation des processus de sédimentation et/ou consolidation, mentionnons ceux de Yong et al. (1983) et Yong et Elmonayeri (1984) qui présentent un

diagramme logique de programmation pour résoudre des problèmes de la consolidation des matériaux fins dans un bassin d'entreposage, basé sur l'approche de Terzaghi.

Forriero et Ladanyi (1998) ont étudié le comportement d'une argile saturée (du port d'Osaka). Ils ont développé un code numérique (en langage Fortran) qui utilise la méthode des éléments finis pour prédire le comportement de l'argile en grandes déformations avec la théorie de Gibson et al. (1967). La théorie de Terzaghi est aussi utilisée pour comparer les résultats des prédictions de la théorie traditionnelle et celle en grandes déformations. Forriero et Ladanyi (1995) ont utilisé une approche analogue pour évaluer le tassement de consolidation suite au dégel (sous un pipeline).

Dai et Pells (1999) ont étudié la déposition des rejets par couches en 2D avec le logiciel de différences finies FLAC[®] (de Itasca). Bartholomeeusen et al. (2002) ont analysé un essai en colonne fait sur la sédimentation/consolidation des sédiments de dragage. Ces auteurs ont testé plusieurs codes et ont développé plusieurs lois de comportement.

Helinski et al. (2007) ont étudié le remplissage d'un chantier minier avec du remblai en pâte cimentée avec le code CeMinTaCo de consolidation 1D.

D'autres modélisations des applications géotechniques courantes ont été faites à l'aide de logiciels commerciaux (e.g. SIGMA/W[®], PLAXIS[®], ABAQUS[®]).

Dans ce projet, nous avons utilisé le logiciel SIGMA/W (GeoSlope[®]) développé pour des applications en géotechnique. SIGMA/W est un code numérique qui peut simuler mathématiquement un processus physique de déformation d'un sol en réponse à l'application d'une charge (poids propre ou externe). SIGMA/W utilise la méthode des éléments finis pour analyser la relation contrainte-déformation dans des structures géotechniques. Pour l'analyse de la consolidation (déformation en raison d'un changement des pressions interstitielles) SIGMA/W peut être couplée avec SEEP/W (analyse dynamique des changements des pressions interstitielles), pour calculer la dissipation des surpressions interstitielles et la déformation de la structure du sol pour une configuration donnée (géométrie, matériau, charges, condition aux limites). Une analyse partiellement couplée est aussi possible pour certaines applications.

Divers modèles de comportement des matériaux sont proposés par SIGMA/W, dont les modèles Élastique, l'Élasto-plastique et Cam Clay Modifié.

Le modèle de Cam-Clay est un des modèles élastoplastiques le plus connu et le plus utilisé en mécanique des sols. Il est spécialement adapté aux matériaux argileux. Il y a plusieurs variations du modèle Cam-Clay; celle présentée ici, appelée « modèle Cam-Clay modifié », est la plus

couramment utilisée. Ce modèle est caractérisé par des surfaces de charge écouissables en forme d'ellipses dans le diagramme des deux premiers invariants des contraintes. A l'intérieur de ces surfaces, le matériau a un comportement élastique non linéaire. Il existe de plus, en un point de chaque ellipse, un état critique caractérisé par une variation de volume nulle. L'ensemble de ces points constitue une droite séparant les zones de dilatance et de contractance du matériau ainsi que les zones d'écrouissage négatif et positif. L'écrouissage est régi par une seule variable scalaire et la règle d'écoulement normale est adoptée.

Le modèle Cam-Clay initial a été développé par l'école de mécanique des sols de l'université Cambridge dans les années 60. Il prédisait souvent des déformations déviatoriques trop importantes sous chargement faible, et a été modifié par Roscoe et Burland (1968).

Ce modèle tient compte des caractéristiques des matériaux poro-plastiques, tels que certaines argiles qui se caractérisent par les comportements suivants (Fernandez, 2009) :

- la forte porosité de ces matériaux provoque des déformations volumiques irréversibles sous chargement hydrostatique, correspondant à une réduction importante de la porosité,
- sous chargement déviatorique, ces matériaux montrent une phase contractante suivie d'une phase où le matériau se déforme à volume plastique constant, ou s'il est dense, se dilate avant la phase à volume constant.

Pour les deux types de chargement, l'énergie « bloquée » dans le matériau évolue en fonction du nombre de contacts entre les grains. Pour un chargement hydrostatique, le nombre de contacts augmente, ainsi que l'énergie bloquée; on a donc un écouissage positif. Pour un chargement déviatorique, le matériau peut se déformer sans variation de volume à nombre de contacts intergranulaires constant. On peut aussi observer dans les essais avec cisaillement des localisations de la déformation accompagnées d'une forte dilatance. Dans ces zones, le nombre de grains en contact diminue et il y a diminution de l'énergie bloquée et donc adoucissement (écrouissage négatif).

Ces comportements sont mis en évidence le plus souvent par des essais de compression triaxiale. Les observations amènent à postuler qu'il existe un seuil plastique dont l'évolution est gouvernée par deux mécanismes : l'un purement contractant, associé essentiellement à la contrainte hydrostatique, et un mécanisme déviatorique gouverné par le frottement interne se déroulant

surtout à volume constant et éventuellement dilatant à l'approche de la localisation (Fernandez, 2009)

L'intérêt du modèle de Cam Clay réside dans sa faculté à décrire ces phénomènes (en terme de relations contrainte-déformation, volumique et déviatorique) avec un minimum d'ingrédients et notamment, une seule surface de charge et un écrouissage associé à une seule variable scalaire.

Comme ce modèle sera utilisé dans la thèse pour analyser (et simuler) les résultats expérimentaux et certains cas pratiques, on présente ici sommairement les généralités du modèle et ses paramètres, suivant la formulation d'Atkinson et Bransby (1978) et Britto et Gunn (1987).

La figure 1.16.a. montre de façon schématique la déformation volumique par rapport à la pression (isotrope) pour un sol comprenant une ligne de consolidation normale et une autre de sur-consolidation. Cette dernière est connue aussi comme « ligne d'écrouissage ». Pour un matériau surconsolidé, une augmentation de la contrainte appliquée changera l'état initial des contraintes, qui va se déplacer sur la ligne de sur-consolidation vers la ligne de consolidation normale. Une fois dépassée l'intersection entre les deux lignes, une augmentation de la contrainte appliquée change le comportement, avec une déformation qui se déplacera le long de la ligne de consolidation normale.

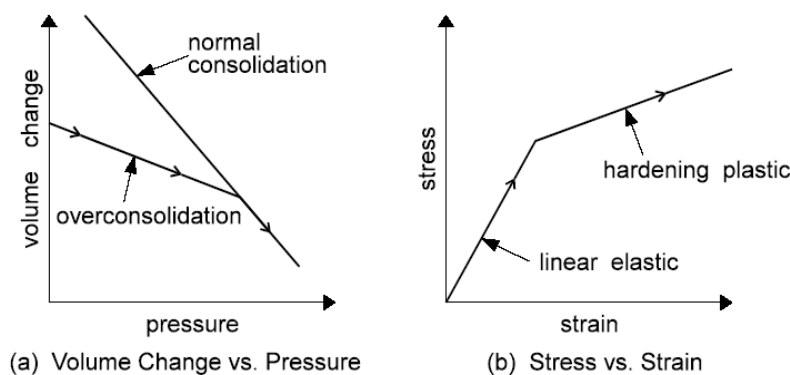


Figure 1.16 Relation entre le changement volumique en fonction de la pression (isotrope) et la relation contrainte-déformation, pour un sol compressible (tirée de GEO-SLOPE, 2010).

Si la figure 1.16.a est tournée de 90° en sens antihoraire, les lignes de sur-consolidation et de consolidation normale montrent des analogies à celles d'une relation contrainte-déformation du modèle élastoplastique avec écrouissage, montrée par la figure 1.16.b. La ligne de sur-consolidation est analogue à la portion linéaire élastique et la ligne de consolidation normale est

analogue à la portion plastique avec écrouissage de la relation contrainte-déformation (Yu, 2006; Lancellotta, 2008).

Le modèle Cam Clay modifié utilise les contraintes effectives, avec les paramètres suivants (Nova, 2005; Yu, 2006) :

- $p' = p - u$, où u est la pression interstitielle;
- $p = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3 = I_1/3$
- $q = \sigma_1 - \sigma_3 = \sqrt{3}J_2$
- σ_1 et σ_3 sont les contraintes principales majeure et mineure, respectivement.
- $J_2 = \frac{1}{3}I_1^2 - I_2$ est le deuxième invariant des contraintes déviatoriques
- $I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ et $I_2 = \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1$ sont le premier et deuxième invariants du tenseur de contraintes respectivement et $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ sont les trois contraintes principales.
- M est la pente de la ligne d'état critique (à volume constant) dans le plan $p' - q$
- Γ est le volume spécifique pour $p' = 1$ (ou $\ln p' = 0$)
- κ est la pente de la ligne de sur-consolidation isotrope (dans le plan $e - \log p'$)
- λ est la pente de la ligne de consolidation normale isotrope (dans le plan $e - \log p'$)
- $v = (1 + e)$ est le volume spécifique.

Ces paramètres sont représentés à la figure 1.17. La ligne d'état critique montrée dans le plan $p' - q$ représente l'état critique projeté dans le plan $p' - q$. La pente M de la ligne d'état est en relation avec l'angle de frottement (ϕ') interne du sol. Dans le cas d'une compression triaxiale conventionnelle (avec $\sigma_1 = \sigma_{axiale} > \sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_{radiale}$), M peut être exprimé par :

$$M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad (1.67)$$

D'un essai de consolidation unidimensionnel, on peut obtenir les indices de compression C_c et de récompression C_r sur un graphique de la variation de l'indice des vides (e) en fonction de $\log_{10}(p')$ (e.g. Bowles, 2001; McCarthy, 2002). Les indices C_c et C_r sont reliés aux pentes λ et κ par :

$$\text{Ligne de consolidation normale : } \lambda = \frac{de}{d(\ln \sigma_1')} = \frac{C_c}{\ln 10} \quad (1.68)$$

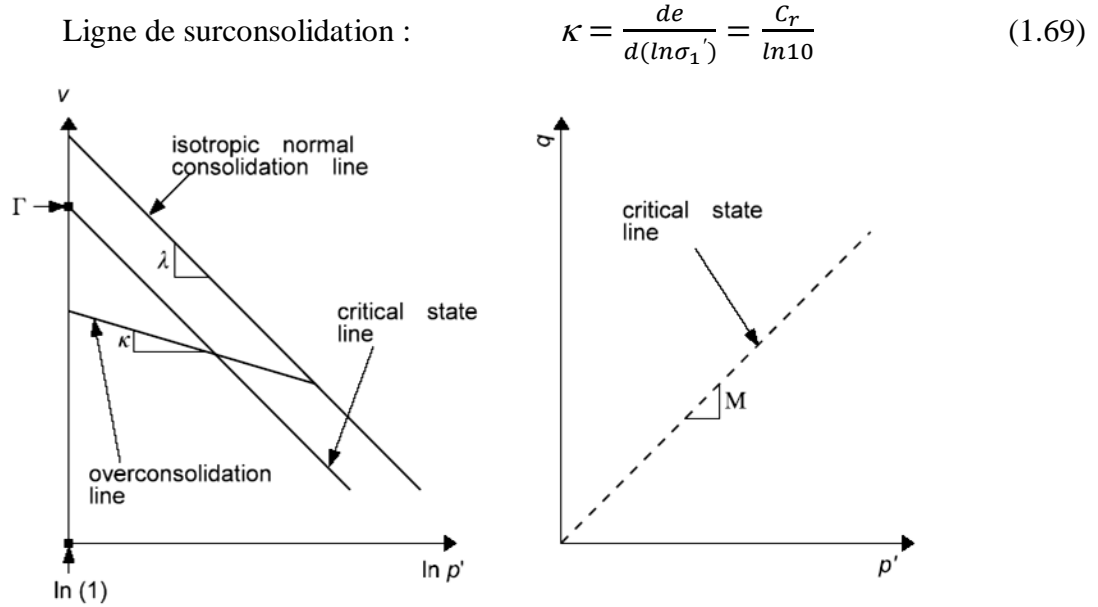


Figure 1.17 Définition des propriétés du sol pour le modèle Cam Clay modifié. (Tirée de GEO-SLOPE, 2010.)

La limite élastique pour le modèle Cam Clay modifié est représentée par l'ellipse de la figure 1.18. La fonction de la limite élastique du modèle Cam Clay modifié est donnée par l'équation suivante (Britto and Gunn, 1987) :

$$q^2 = M^2 p' p_c' - M^2 p'^2 \quad (1.70)$$

où p_c' est la pression de pré-consolidation

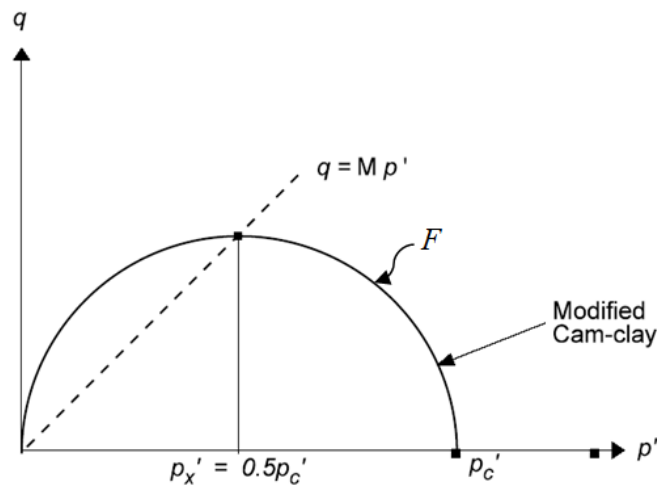


Figure 1.18 Fonction de la limite élastique pour le modèle Cam Clay modifié. (Tirée de GEO-SLOPE, 2010.)

SIGMA/W utilise la valeur p'_x (figure 1.18) pour définir le lieu géométrique de l'ellipse du modèle Cam Clay modifié. À l'état critique, la contrainte de cisaillement, q est donnée par :

$$q = Mp'_x \quad (1.71)$$

La contrainte p'_x est la pression isotope du sol dans son état critique, avec :

$$p'_c = 2p'_x \quad (1.72)$$

La fonction de la limite élastique (1.70) peut aussi être écrite comme :

$$F = \frac{q^2}{p'} + M^2 p' - 2M^2 p'_x \quad (1.73)$$

Les dérivées de F par rapport aux invariants p' et q sont :

$$\frac{\partial F}{\partial p'} = M^2 - \frac{q^2}{p'^2} \quad (1.74)$$

et

$$\frac{\partial F}{\partial q} = \frac{2q}{p'} \quad (1.75)$$

Le modèle de Cam-Clay modifié inclus une surface d'écrouissage qui évolue. Pour un sol normalement consolidé, l'état actuel de contraintes est représenté par un point dans la surface d'écrouissage. Pour un sol sur-consolidé, l'état actuel de contraintes est représenté par un point à l'intérieur de la surface d'écrouissage qui a été créée dans le passé. Dans les deux situations, un chargement pourrait produire une expansion de la surface d'écrouissage, c'est-à-dire, qu'il pourrait y avoir une future surface d'écrouissage plus grande que la surface actuelle. La surface d'écrouissage du modèle Cam-Clay modifié peut subir une expansion, mais ne peut jamais se contracter. Pour établir la surface d'écrouissage, on se base sur l'état présent (in situ) des contraintes et les contraintes maximales antérieures. La contrainte maximale à laquelle le sol a été soumis dans le passé peut être déterminée par le biais d'un essai oedométrique. Le rapport entre la contrainte verticale maximale subie par le sol dans le passé, σ'_{vmax} , et la contrainte actuelle, σ'_{v0} , est le rapport de sur-consolidation (« over-consolidation ratio », OCR). Les concepts et ces équations (bien connues) sont inclus dans le code SIGMA/W, qui sera utilisé dans la suite de ce travail (au chapitre 4).

CHAPITRE 2 MATÉRIAUX, ÉQUIPEMENTS ET MÉTHODES EXPÉRIMENTALES

2.1 Introduction

Les objectifs spécifiques de l'étude expérimentale du comportement des boues de traitement sont reliés à la caractérisation de ce matériau peu connu. En effet, il y a peu d'information publiée sur les caractéristiques des boues de traitement.

Le programme expérimental comporte plusieurs essais faits principalement sur des boues de traitement (une brève description de la production des boues de traitement a été faite au chapitre 1), mais aussi sur d'autres géomatériaux. La description de ces matériaux est présentée dans ce chapitre.

La constitution d'un ensemble de données expérimentales sur le comportement des boues de traitement permettra de déterminer des lois de comportement et de caractériser les principaux paramètres géotechniques en phase de sédimentation et (surtout) de consolidation.

Dans ce chapitre, après la description des matériaux testés, on présente une description des dispositifs expérimentaux. En premier lieu, le montage développé par Dromer et al. (2004) est décrit sommairement, ainsi que la procédure adoptée pour mener un essai préliminaire fait dans le cadre du présent projet. Les résultats préliminaires de cet essai et ceux des essais complémentaires de caractérisation sont présentés au chapitre suivant. Ensuite, on décrit les modifications apportées au dispositif expérimental et on explique les raisons qui ont justifiées ces modifications. Les essais menés à l'aide du nouveau dispositif expérimental (deux types d'essais) sont décrits, tout comme les nouveaux essais complémentaires qui ont été réalisés sur les boues. Les principaux résultats issus de ces essais et leur analyse sont présentés aux chapitres suivants.

2.2 Matériaux

Les études ont porté sur deux types de boues de traitement, une argile (le kaolin) et d'autres matériaux utilisés comme adjuvants.

Les deux types de boues testés sont présentés dans ce qui suit. Les autres matériaux testés seront décrits plus tard.

2.2.1 Boue Inmet

La boue de traitement des eaux de drainage minier acide du site Inmet-Lac Dufault, utilisée ici dans les essais préliminaires de sédimentation/consolidation, provient d'une ancienne exploitation de cuivre et zinc de la compagnie Inmet située proche de Rouyn-Noranda, en Abitibi (Québec, Canada) et en cours de réhabilitation. Une composante de la solution environnementale retenue pour gérer ce site minier comporte un traitement actif des eaux du drainage minier acide généré par les résidus miniers sur le site. Une usine de traitement du DMA a été implantée; elle a été conçue pour générer une boue à haute densité; la densité de pulpe P se situe généralement entre 11 % et 15 % (avec un pH de 8,2 à 8,7).

Les échantillons de boue ont été récupérés à la sortie du clarificateur de l'usine de traitement. Au laboratoire, elles ont été déversées dans une cuve en acier équipée d'un agitateur mécanique. La mesure de densité de pulpe, réalisée après homogénéisation des boues, a donné $P = 7,8$ %. La densité en place serait donc un peu plus élevée que celle des boues échantillonnées.

Pour augmenter la densité de pulpe, on a laissé les boues sédimenter naturellement dans la cuve d'acier du laboratoire pendant plusieurs jours et on a soustrait progressivement le surnageant. Cela a permis de relever la densité de pulpe P aux environs de 11,1 %, i.e. une valeur plus proche des conditions in situ. Après cela, les boues ont été à nouveau homogénéisées et stockées dans des chaudières hermétiquement fermées.

Les études de caractérisation des boues Inmet comportent la détermination de la granulométrie, de la densité des grains solides et minéralogie par diffraction des rayons X.

Cette boue a aussi été utilisée par Dromer (2004). Celui-ci a noté que les analyses sur ces boues indiquent que les boues sont pratiquement amorphes (très peu cristallines), ce qui est typique pour des hydroxydes métalliques. La phase principale serait de la ferrihydrite avec un peu de goethite et d'hématite, ces 2 dernières phases étant probablement produites lors du séchage à l'étuve. L'analyse au DRX (diffraction des rayons X) indique également la présence d'un minéral argileux qui pourrait être de la nontronite. La présence de gypse n'a pas été détectée.

La granulométrie des boues a été déterminée par analyse avec un système Malvern Mastersizer[®] au laboratoire de l'URSTM (Unité de recherche et de service en technologie minérale de l'Abitibi-Témiscamingue) de l'UQAT (Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue). La figure 2.1 montre les résultats obtenus et l'allure de la courbe générale. On observe une valeur de D_{50} de 8 μm et une valeur de D_{10} de 1 μm .

La densité relative des grains (D_r) a été déterminée à l'aide d'un pycnomètre au laboratoire de la Chaire industrielle CRSNG Polytechnique-UQAT à l'École Polytechnique de Montréal; on a obtenu une valeur moyenne de 3.136. Plus de détails sur les caractéristiques de la boue Inmet sont présentés par Dromer (2004).

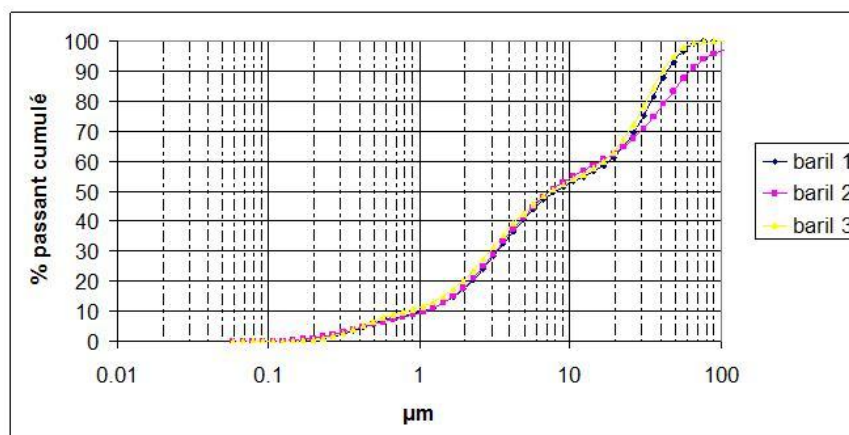


Figure 2.1 : Granulométrie des boues du site minier Inmet (obtenue au laboratoire de l'URSTM; tirée de Dromer 2004)

2.2.2 Boue Selbaie

Cette boue de traitement des eaux de drainage minier acide a été utilisée pour mener les principaux essais de sédimentation/consolidation pour ce projet. La boue provient d'une ancienne exploitation de cuivre, zinc, argent et or, située près de Joutel (Québec, Canada). Une composante de la solution environnementale retenue pour gérer le site minier Selbaie (propriété de BHP-Billiton) comporte l'utilisation d'un traitement actif du drainage minier acide généré par les rejets miniers sur le site. L'usine de traitement du DMA implantée génère une boue à basse densité. La densité de pulpe P se situe généralement aux environs de 1 % et la valeur du pH varie autour de 7,5.

Quatre contenants de 200 litres ont été reçus au laboratoire, en provenance du site. Pour deux d'entre eux, les boues ont été récupérées à la sortie de l'usine de traitement, avec une densité de pulpe proche de 1 %. Pour les deux autres, les boues ont été récupérées d'un bassin et ont une densité de pulpe proche de 10 %.

Au laboratoire, les boues ont été déversées dans une cuve en acier équipée d'un agitateur mécanique. Pour empêcher la densification des boues dans le fond de la cuve, l'agitation

mécanique a continué pendant le pompage pour le remplissage des chaudières (d'une capacité de 20 litres). Une fois les chaudières remplies, elles sont hermétiquement fermées, préservant la boue pour un usage futur.

Les études de caractérisation de la boue Selbaie comprenaient la détermination de la granulométrie, de la densité des grains solides et de la minéralogie par diffraction des rayons X. La figure 2.2 présente la distribution granulométrique de la boue Selbaie faite par granulométrie Laser (Malvern). Le tableau 2.1 présente les principaux paramètres estimés à l'aide de cette granulométrie réalisée au laboratoire de l'URSTM. On note que $D_{50} \approx 75,4 \mu\text{m}$, $D_{10} \approx 5,6 \mu\text{m}$ et $C_u = D_{60}/D_{10} \approx 17,8$.

La densité relative des grains (D_r) déterminée à l'aide d'un pycnomètre au laboratoire de la Chaire industrielle CRSNG Polytechnique-UQAT à l'École Polytechnique de Montréal, est d'environ 2,95, en moyenne.

La figure 2.3 présente une photo obtenue à l'aide d'un microscope par balayage électronique (MEB) d'un échantillon de boue Selbaie. La présence d'éléments avec une géométrie hexagonale peut être observée. La figure 2.4 présente la détermination des éléments chimiques obtenue à l'UQAT à partir de l'image MEB de la boue Selbaie. La proportion des éléments chimiques est présentée par le tableau 2.2.

Une analyse plus détaillée de la composition chimique de la boue Selbaie a été faite à l'aide d'une analyse chimique ICP-AES (Inductively Coupled Plasma-Atomic Emission Spectrometry) de digestions. Les résultats de cette analyse sont présentés par le tableau 2.3.

Il peut être observé en comparant les tableaux 2.2 et 2.3 que les éléments chimiques communs montrent les proportions suivantes (en %) : Zinc (12,8 à 15,8), Calcium (9 à 10,5), Soufre (9,2 à 9,5), Magnésium (3,7 à 6,4), Fer (2,4 à 2,7), Aluminium (1,6 à 2,4), Cuivre (1,6) et Manganèse (0,9 à 1).

Dans le tableau 2.3, les éléments chimiques présentés pour les boues Selbaie avec P = 1 et 10 % gardent des proportions semblables.

La figure 2.5 montre les résultats d'une analyse DRX (diffraction des rayons-X) d'un échantillon de boue Selbaie. Cette analyse DRX révèle notamment la présence de quatre principaux minéraux (avec une présence de 6 à 7 % chacun), soit :

- du gypse $\text{Ca}(\text{SO}_4) \cdot 2(\text{H}_2\text{O})$;
- de la chalcoalumite $\text{CuAl}_4(\text{SO}_4)(\text{OH})_{12} \cdot 3(\text{H}_2\text{O})$;

- de l'euchlorine $\text{KNaCu}_3(\text{SO}_4)_3\text{O}$;
- de la zincowoodwardite $\text{Zn}_{0.47}\text{Al}_{10.38}(\text{OH})_2(\text{SO}_4)_{0.18}(\text{H}_2\text{O})_{0.6}$.

Tableau 2.1 : Distribution granulométrique par granulométrie au laser (obtenue du laboratoire de l'URSTM-UQAT)

Paramètre	Unités	Valeur
$\text{Cu} = D_{60}/D_{10}$	(-)	17,78
$\text{Cc} = D_{30}^2/(D_{60} \cdot D_{10})$	(-)	2,30
$\text{U} = (D_{90} - D_{10})/D_{50}$	(-)	2,96
D_{10}	(μm)	5,63
D_{20}	(μm)	19,00
D_{30}	(μm)	36,00
D_{40}	(μm)	54,55
D_{50}	(μm)	75,42
D_{60}	(μm)	100,12
D_{70}	(μm)	130,34
D_{80}	(μm)	169,42
D_{90}	(μm)	229,24

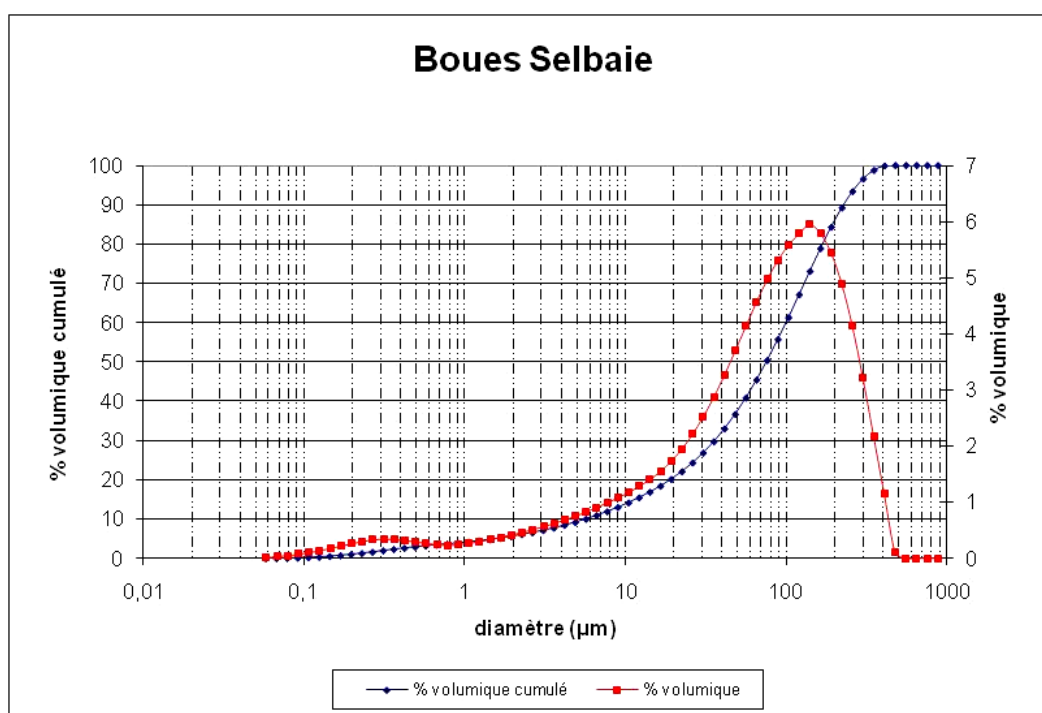


Figure 2.2 : Distribution granulométrique par granulométrie Laser de la boue Selbaie (laboratoire de l'URSTM-UQAT)

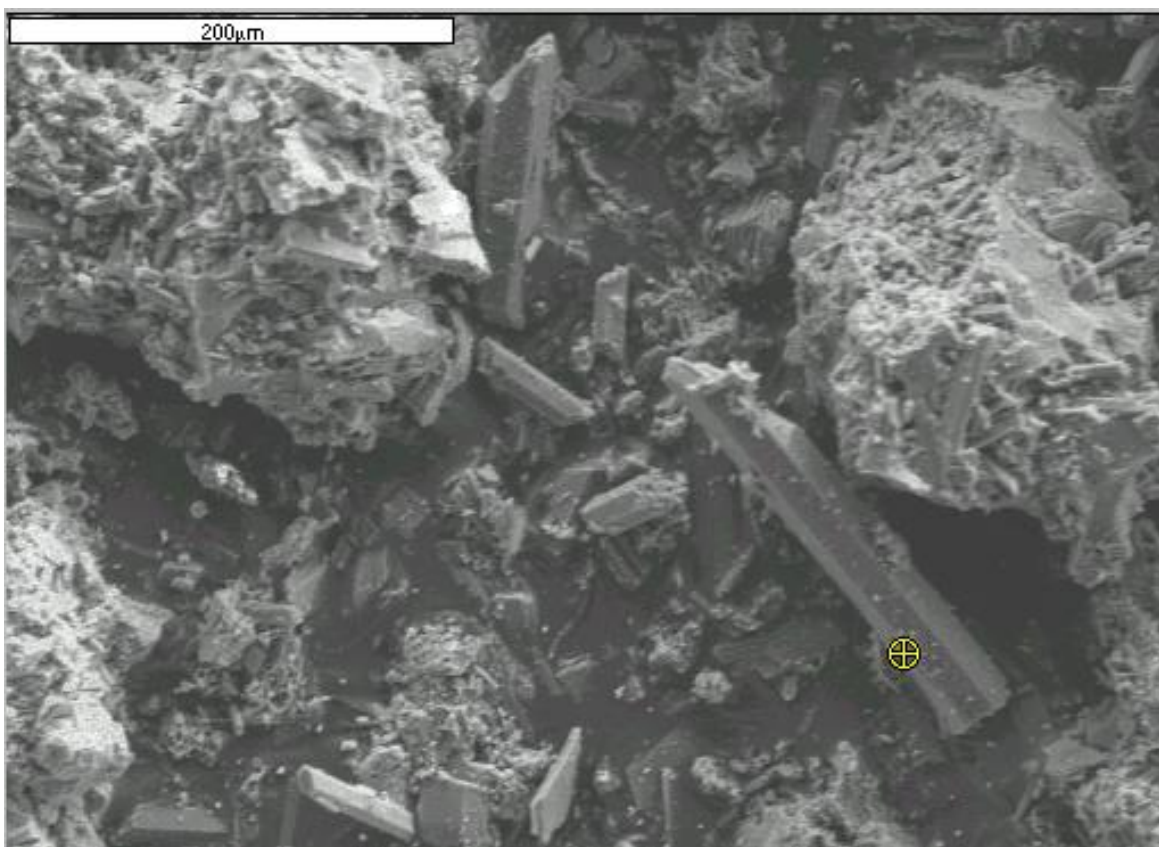


Figure 2.3 : Image de la boue Selbaie 10% obtenue par microscopie électronique à balayage (MEB) (obtenue au laboratoire de l'URSTM-UQAT)

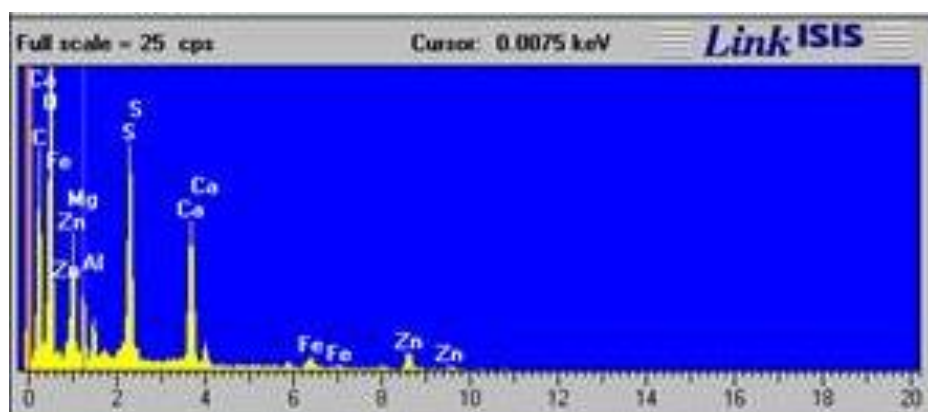


Figure 2.4 : Détermination des éléments chimiques de la boue Selbaie par analyse de l'image du MEB (obtenue au laboratoire de l'URSTM_UQAT)

Tableau 2.2 : Éléments chimiques de la boue Selbaie déterminés par imagerie MEB (obtenue au laboratoire de l'URSTM-UQAT)

Éléments	Selbaie 1%
Al	1,61
Ca	10,50
Fe	2,37
Mg	3,69
O	56,69
S	9,32
Zn	15,83

Tableau 2.3 : Analyses chimiques ICP-AES de digestions des boues Selbaie (obtenue au laboratoire de l'URSTM-UQAT)

Éléments	Selbaie 1%	Selbaie 10%
Al	2,370	2,380
Ba	0,002	0,001
Ca	9,850	9,080
Cd	0,049	0,047
Co	0,010	0,009
Cr	0,001	0,001
Cu	1,640	1,580
Fe	2,680	2,650
Mg	5,100	6,360
Mn	0,971	0,934
Mo	0,001	0,001
Ni	0,004	0,003
Pb	0,004	0,002
S	9,510	9,190
Sb	0,001	0,002
Ti	0,007	0,008
Zn	12,600	12,800

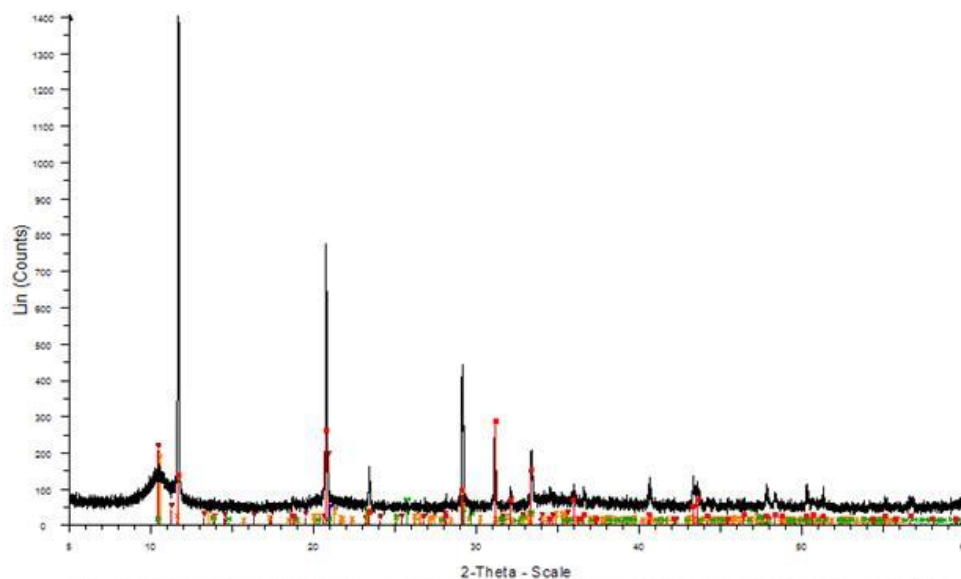


Figure 2.5 : DRX diffraction des rayons-X (obtenue au laboratoire de l'URSTM-UQAT)

Les trois premiers minéraux ont une structure monoclinique et la zincowoodwardite présente une structure hexagonale (comme les éléments qui peuvent être observés dans l'image du MEB présentée par la figure 2.3).

2.2.3 Autres matériaux

L'objectif principal du projet est de caractériser le comportement d'une boue de traitement du DMA (comme celles décrites aux paragraphes précédents). Toutefois, des essais avec un matériau de propriétés connues ont été jugés nécessaires pour aider à valider les dispositifs expérimentaux. Pour cela, on a choisi une boue (suspension) à base de kaolin.

D'autres matériaux ont aussi été retenus comme adjuvants. On a voulu ainsi tester l'influence que peut avoir l'ajout de petites quantités de ces matériaux sur les propriétés des boues de traitement, en relation avec la sédimentation et consolidation; il s'agit toutefois d'un objectif secondaire au projet.

Les matériaux utilisés sont décrits sommairement dans ce qui suit.

2.2.3.1 Kaolin

Afin d'aider à valider l'utilisation du montage de laboratoire, quelques essais avec un matériau aux propriétés connues ont été réalisés. Une boue de kaolin a été retenue. On retrouve dans la

littérature plusieurs études sur la sédimentation et/ou la consolidation du kaolin (e.g. Al-Tabbaa et Wood, 1987; Sridharan et Prakash, 1999; Masutti, 2001; Wang et Siu, 2006).

Deux types de kaolin commercialisés par la compagnie Dry Branch Kaolin Co. ont été choisis : Hydrite® R et Hydrite® Flat D. La principale différence entre les deux types de kaolin utilisés est leur granulométrie, qui est plus fine dans le cas de Hydrite® R.

D'un point de vue géologique, la kaolinite appartient au groupe kaolinite-serpentine. La composition chimique est du type $(OH)_4 Al_2 Si_2 O_5$.

La densité relative des grains (D_r) fournie par le fabricant est de 2,58.

Dans le cadre du projet, des essais ont été faits avec un mélange unique préparé avec les deux types de kaolin choisis. Le mélange est préparé avec 20 % de kaolin Hydrite® R et 80 % de kaolin Hydrite® Flat D (% massique).

La figure 2.6 présente la granulométrie des deux types de kaolin et celle du mélange préparé. Les courbes granulométriques ont été élaborées à partir des données fournies par le fabricant. La granulométrie estimée du mélange (20 % de kaolin Hydrite® R et 80 % de kaolin Hydrite® Flat D) est aussi présentée sur la figure 2.6.

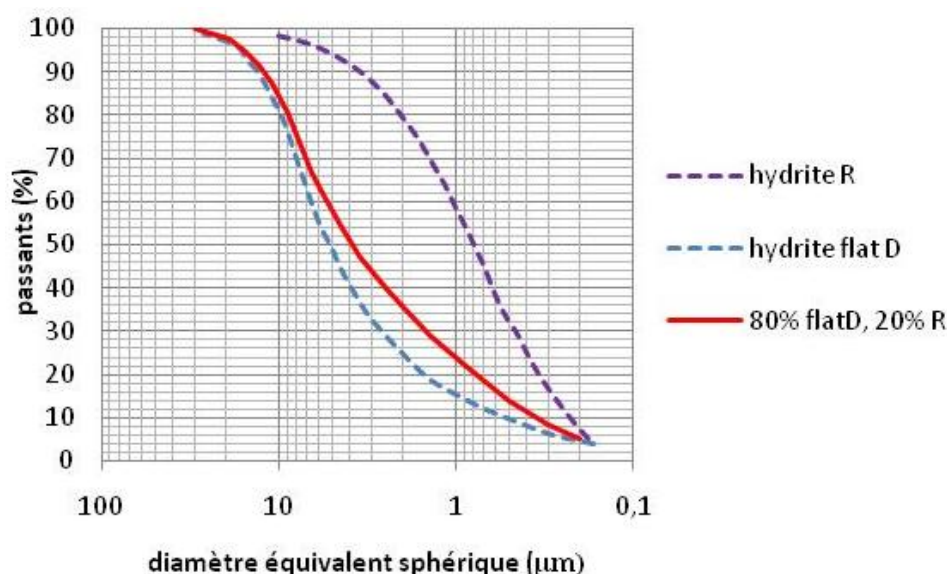


Figure 2.6 : Granulométrie du mélange de kaolin utilisé pour les essais

La préparation du mélange au laboratoire est faite dans deux chaudières (de 20 L chacune; 35 litres sont nécessaires pour remplir la colonne d'essai jusqu'à 1,5 m de hauteur). Le kaolin nécessaire pour préparer une boue avec une densité de pulpe $P = 30\%$ ($w = 230\%$, $e = 5,9$) est

versé dans chaque chaudière avec l'eau distillée. L'opération est faite avec la chaudière placée sur une balance. Un agitateur mécanique est utilisé pour homogénéiser la boue. La boue de kaolin est ensuite laissée au repos pendant 24 h avant d'être utilisée.

2.2.3.2 Adjuvants minéraux

L'industrie minière est toujours à la recherche de méthodes innovatrices ou économiques et d'application simple, pour améliorer celles d'application courante. Un intérêt particulier est porté sur la possibilité de mélanger les boues de traitement avec des matériaux disponibles.

Le ciment Portland (CP10 ou CP50), le laitier (ou scorie, résidu minéral issu de la préparation de la fonte dans les hauts fourneaux) et d'autres réactifs pouzzolaniques (e.g. cendres volantes) sont des matériaux d'une utilisation assez répandue dans le domaine.

Dans ce qui suit, on décrit les matériaux utilisés comme adjuvants lors d'essais de sédimentation et/ou consolidation. Les adjuvants ont été fournis par le laboratoire de l'URSTM-UQAT, sauf la dolomite broyée et les résidus Sigma déjà disponibles à la Chaire industrielle CRSNG Polytechnique-UQAT à l'École Polytechnique de Montréal.

Ciment

Le ciment Portland CP10, utilisé ici comme adjuvant, est d'utilisation courante dans l'industrie (e.g. Benzaazoua et al., 2006).

Rejets miniers

Deux types de rejets miniers fins ont été testés :

- Le rejet minier (relativement fin) provenant de l'ancienne mine Sigma a été choisi principalement pour sa disponibilité. Cette exploitation d'or se situe près de Val d'Or, Québec. Les rejets sont issus du traitement minéralurgique de la roche minéralisée (pour une description plus détaillée de ce matériau, voir Pépin, 2010);
- Le rejet Omya-SPS est un sous-produit provenant du processus de purification de marbre naturel. Il est constitué essentiellement de carbonate de calcium.

Poudre de Dolomite

La dolomie est une espèce minérale formée de carbonate de calcium et de magnésium de formule chimique $\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$, avec des traces de Fe, Mn, Co, Pb, Zn. Une poudre de dolomite (commerciale) broyée a été utilisée comme adjuvant. La figure 2.7 présente une image des blocs de dolomite et de la dolomite broyée (poudre) utilisée.



Figure 2.7 : Blocs et poudre de dolomite (source : www.mineralsolutionsindia.com, consulté le 16 mars 2011).

Cendres volantes

Les cendres volantes (« fly ash ») constituent l'un des résidus générés par la combustion du charbon (hauts fourneaux). Les composants des cendres volantes varient considérablement dépendamment de la source et des caractéristiques du charbon brûlé. Cependant, tout type de cendres volantes contient de bonnes quantités de dioxyde de silice (SiO_2) (structure amorphe ou cristalline) et d'oxyde de calcium (CaO). La figure 2.8 présente une photo des cendres volantes utilisées dans ce projet.



Figure 2.8 : Photo des cendres volantes testées comme adjuvant (source : www.rmajko.com - Fly Ash Resource Center, consulté le 16 mars 2011).

Les principales raisons de l'utilisation des cendres volantes comme matériau d'ingénierie sont leur nature pouzzolanique, leur relative uniformité de taille et la forme sphérique des particules (voir figure 2.9).

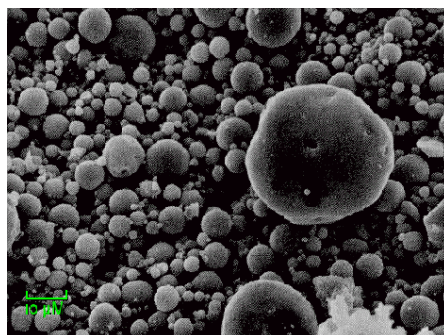


Figure 2.9 Photo au microscope électronique des particules des cendres volantes (source : www.rmajko.com - Fly Ash Resource Center, consulté le 16 mars 2011)

Laitier

Le laitier (ou scories, « slag ») est un sous-produit de la métallurgie contenant des oxydes métalliques, essentiellement de silicates, d'aluminates et de chaux. Ce sous-produit est formé au cours de la fusion ou de l'élaboration de métaux par voie liquide.

Le laitier de haut fourneau (utilisé comme adjuvant) est un résidu issu de la fabrication de la fonte. Il correspond à la gangue du minerai de fer, isolée de la fonte liquide sur laquelle il flotte par différence de densité.

La figure 2.10 présente une image du laitier utilisé comme adjuvant.

Le laitier de haut fourneau est souvent valorisé dans la fabrication de ciments et dans les travaux publics (e.g. ballast, enrobé bitumé) (Alexandre et Sebileau, 1988).



Figure 2.10: Image du laitier utilisé comme adjuvant.

Bentonite

La bentonite est un matériau bien connu et d'emploi très répandu en ingénierie. La bentonite est un type d'argile colloïdale dont le nom vient de Fort Benton dans le Wyoming (États-Unis).

Connue aussi sous le terme de terre à foulon, elle peut être considérée comme une smectite, étant essentiellement constituée de (Klein et al., 1999) :

- montmorillonite $(\text{Na}, \text{Ca})_{0.33}(\text{Al}, \text{Mg})_2\text{Si}_4\text{O}_{10}(\text{OH})_2 \cdot (\text{H}_2\text{O})_n$. (80%);
- d'autres argiles;
- d'autres minéraux comme le quartz, le mica, le feldspath, la pyrite ou la calcite.

La figure 2.11 présente des images de la bentonite qui a été utilisée comme adjuvant dans le cadre de ce projet.



Figure 2.11 : Images de la bentonite testée comme adjuvant.

2.3 Essais préliminaires

Ce projet sur l'analyse du comportement des boues de traitement des eaux acides, en phase de sédimentation et (surtout) de consolidation, fait suite aux travaux de Dromer (2004). Le dispositif expérimental, initialement développé par Bédard (1997), a alors été adapté pour tester des boues de traitement (et autres géomatériaux formés des particules fines) et ainsi mesurer les paramètres nécessaires pour un suivi des processus de sédimentation et de consolidation. La phase de consolidation peut être analysée sous l'effet du poids propre du matériau et lors de l'ajout progressif de surcharges.

2.3.1 Dispositif expérimental

Au tout début de ce projet, des essais préliminaires ont été menés à l'aide du dispositif expérimental développé par Dromer (2004; voir aussi Dromer et al., 2004 et Pedroni, 2003) Ce montage, montré sur la figure 2.12, est décrit ci-dessous.

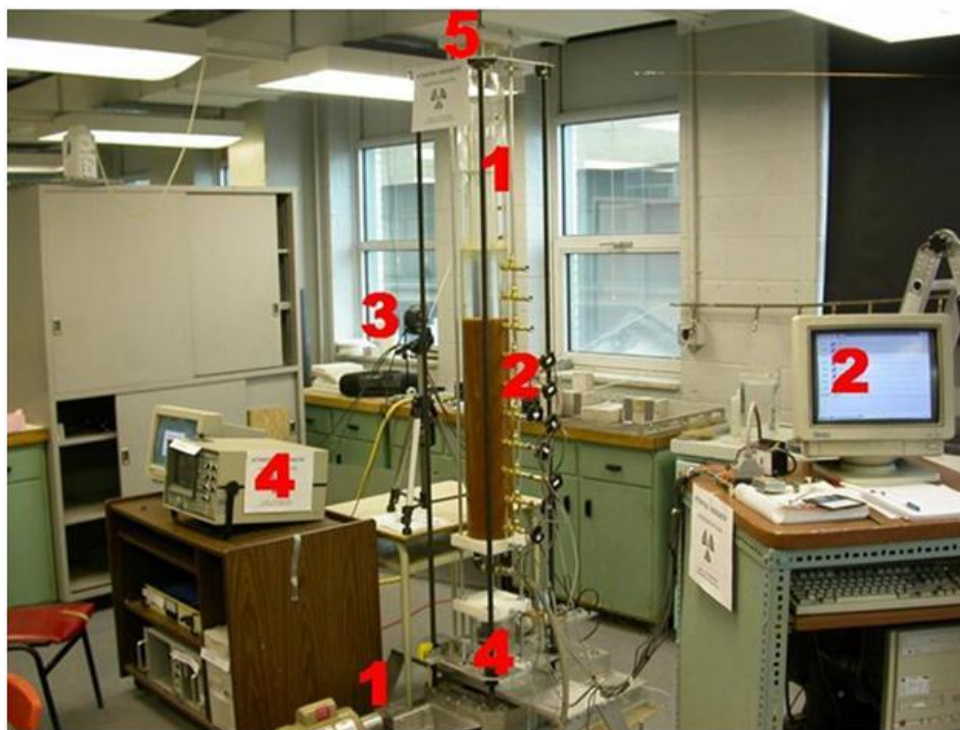


Figure 2.12 : Dispositif expérimental développé par Dromer et al. (2004)

Cinq éléments principaux composent le montage :

1. La colonne et son support avec plateau ajustable motorisé (système d'essai et système de mesure);
2. Les capteurs de pression et le système d'acquisition de données;
3. L'appareil photographique pour le suivi du niveau de l'interface de sédimentation;
4. Le système de mesure de la densité;
5. Le système d'application de surcharges.

Ces éléments sont décrits dans ce qui suit; plus de détails sont présentés dans Dromer (2004).

2.3.1.1 La colonne et son support

La colonne, d'une hauteur de 1,8 m, est en plexiglas transparent afin de permettre le suivi visuel de l'évolution de l'état des boues. Son diamètre intérieur est de 152,5 mm et l'épaisseur de sa paroi est de 6,8 mm. La colonne est montée verticalement. Le fond est fermé par une plaque carrée (20 cm de côté et 4 cm d'épaisseur) de plastique HMW (« high molecular weight ») comportant une rainure circulaire ainsi qu'un joint torique en caoutchouc sur lequel vient

s'appuyer la colonne. Cette plaque est équipée d'un trou de vidange fileté d'un diamètre de 25,4 mm à l'intérieur duquel on visse un tuyau en plastique équipé d'une valve en laiton et d'un tube en caoutchouc qui permettent de vider le contenu de la colonne lorsque nécessaire. Un disque en plastique HMW, de diamètre légèrement inférieur au diamètre intérieur de la colonne, est placé sur le fond. Le disque en plastique (sur lequel vient s'appuyer l'échantillon de boue) s'appuie sur trois boulons placés sur le fond de la colonne. Le disque permet le passage de l'eau lors du remplissage et de la vidange de la colonne (par la base) lors des tests de calibration précédant le début d'un essai.

Une autre plaque identique (percée en son centre) est placée sur le dessus de la colonne. C'est par cette extrémité que la boue est versée dans la colonne.

Une seconde colonne est placée sous la colonne principale. Cette colonne (de 20 cm de hauteur, avec les mêmes caractéristiques que la colonne principale) est fermée par deux plaques percées, qui permettent le remplissage et la vidange d'eau. Cette petite colonne, remplie d'eau distillée, sert à l'étalonnage du système de mesure de la densité.

Ces deux colonnes sont reliées entre elles par un système de tiges et boulons qui traversent les quatre plaques et qui permettent d'assurer la liaison et la rigidité de l'ensemble (figure 2.12). En partant du bas du montage, on a donc la colonne de calibration, suivie d'un espace vide (20 cm de hauteur) qui comprend le système de vidange, et la colonne d'essai. Ces éléments sont fixés, à la base, sur une plaque d'aluminium de 25 cm de largeur et 90,5 cm de longueur, montée sur deux plaques verticales, qui servent de supports au montage (figure 2.13). Ces deux supports sont équipés, à leur base, de deux vis ajustables qui permettent de régler la position du système et de s'assurer qu'il est bien à niveau par rapport à l'horizontale et à la verticale. L'ensemble des colonnes, tiges et pieds de support, a été appelé système d'essai.

Le mouvement en rotation simultanée des quatre tiges (actionnées par le moteur) permet à un support mobile en aluminium (figure 2.14) de se déplacer le long des tiges, vers le haut ou vers le bas, selon le sens de rotation. La vitesse de déplacement du support est de 0,7 cm/s (42 cm/min). L'utilité de ce plateau mobile est décrite plus loin.

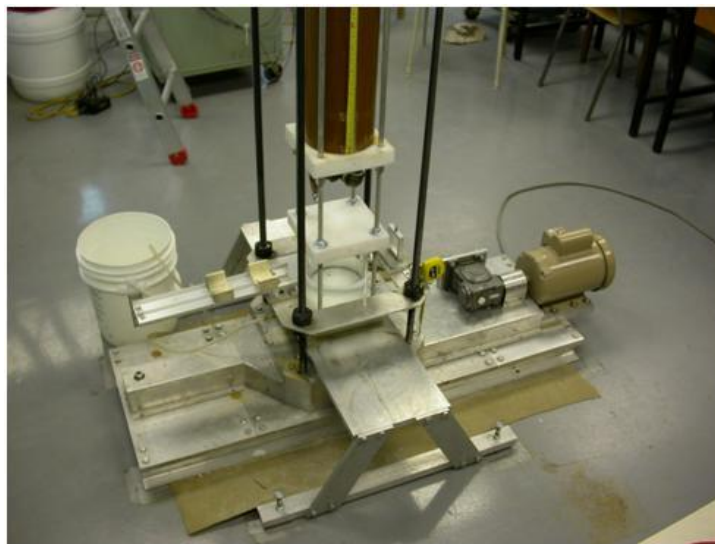


Figure 2.13 Support du système de mesure de densité avec le moteur et base du système d'essai.

Il est important de mentionner que le système de mesure est assez lourd et que le moteur peut générer de grandes vibrations. C'est pour cette raison que les deux systèmes (essai et mesure) sont physiquement séparés, afin de ne pas propager les vibrations dans la colonne d'essai, ce qui pourrait déranger le processus de sédimentation et/ou de consolidation d'un essai. La figure 2.14 montre le support mobile et les accouplements de mesure de la pression d'eau.



Figure 2.14 Support mobile et accouplements de mesure de la pression d'eau

2.3.1.2 Mesure de la pression interstitielle

La mesure de la pression interstitielle de l'eau dans un milieu poreux particulière (boues, sols, rejets miniers, etc.) est un élément clé pour interpréter un essai de consolidation. En effet, la pression interstitielle est directement reliée à l'évolution de la consolidation dans un sol.

2.3.1.2.1 *Système de mesure de la pression interstitielle*

La colonne d'essai a une hauteur totale de 1,8 m. Elle dispose de 15 orifices de 1,27 cm de diamètre disposés longitudinalement sur sa paroi. Le premier orifice (orifice 0) est situé à 4 cm de la base et les orifices suivants sont espacés de 10 cm jusqu'à une hauteur de 144 cm (orifice 14). Ces 15 emplacements sont autant de points de mesure pour la pression dans la colonne. Afin de ne pas perturber l'évolution du matériau au cours des essais et de permettre à un piston de pouvoir se déplacer à l'intérieur de la colonne, il est impératif qu'aucun obstacle ne dépasse la paroi interne du système. Chaque orifice, d'une profondeur identique à l'épaisseur de la paroi de la colonne (0,63 cm), a été fileté afin de l'insérer à l'assemblage de tuyauterie en laiton.

Dans l'assemblage, un bouchon poreux empêche le passage des particules d'un diamètre supérieur à 6 μm . Une « parfaite » saturation du tube (à l'aide d'une pompe à vide) est nécessaire pour assurer une bonne mesure des pressions. Le temps de réponse du bouchon poreux est étroitement lié à sa conductivité hydraulique.

2.3.1.2.2 *Capteur de pression*

Le capteur de pression est connecté au connecteur rapide, à l'extrémité de chaque tube de pression vissé sur la colonne. Ceci facilite les opérations de montage, démontage, étalonnage et nettoyage. La figure 2.15 présente le capteur et son système d'attache, qui comprend :

- capteur de pression Omega[®]PX243 (type « gage », jauge de mesure de pression relative, p/r à la pression atmosphérique);
- adaptateur en laiton;
- connexion mâle rapide.

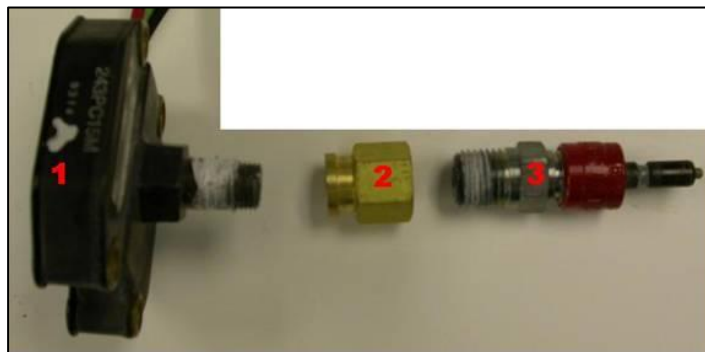


Figure 2.15 : Capteur de pression Omega®PX243

Les orifices 0 à 6 de la colonne ont été dotés des capteurs de pression (7 capteurs). Ces orifices, situés de 4 à 64 cm du fond de la colonne, permettront d'ausculter le matériau en place dès la fin de l'étape de sédimentation. La mesure de la pression interstitielle est requise pour l'analyse de la phase de consolidation.

Les capteurs sont excités par une tension continue de 8,0 V et mesurent une gamme de pression de ± 103 kPa (précision $\pm 0,2$ kPa). Initialement, une surcharge maximale de 80 kPa avait été prévue. Le capteur fonctionne à l'aide d'une membrane qui transforme la variation de pression en tension électrique. Cette tension électrique est retransformée en pression équivalente par le système d'acquisition des données, après que celui-ci ait été convenablement étalonné.

2.3.1.2.3 Logiciel d'acquisition de données

Le logiciel Labtech Notebook (Labtech Corporation®, 2003) a été utilisé. Labtech Notebook offre l'avantage de faibles besoins en matériel et en logiciels complémentaires. Cela permet de faire tourner l'application sur un ordinateur personnel de faible puissance avec Microsoft® Windows 95 une grande simplicité d'utilisation. L'ordinateur est équipé d'une carte de conversion analogique/numérique de type CIO-DAS 08 (Measurement Computing Corporation®, 2003) dont la fonction est de transformer le signal électrique (tension de sortie), issu du capteur, en signal numérique (bits) utilisable par le logiciel. La carte a été configurée en mode unipolaire (0 à 10 V). La gamme de pression mesurable (0 à 103 kPa) se traduit donc par une gamme de tensions de 0 à 10 V.

L'étalonnage des capteurs permet d'établir la relation entre les voltages mesurés et les pressions correspondantes (en kPa).

2.3.1.3 Mesure de la position de l'interface de sédimentation

La position de l'interface de sédimentation de la boue (interface eau/boue) dans la colonne est une donnée fondamentale qu'il faut mesurer en continu durant un essai. Étant donné la durée des essais, il est nécessaire d'automatiser (partiellement) cette tâche. Pour ce faire, des clichés de l'interface sont obtenus à l'aide d'une caméra numérique Logitech Clicksmart[®] 510. Cette caméra, utilisée conjointement avec le logiciel ConquerCam[®], permet de capter des images selon une fréquence prédéfinie. L'évolution de la hauteur de l'interface peut donc être suivie en photographiant la colonne à intervalle régulier, au niveau de l'interface de sédimentation, sur laquelle un ruban à mesurer a été collé. L'appareil est disposé sur un trépied de caméra. Il est important que l'interface eau/boue demeure proche de l'axe de la caméra, avec une tolérance de $\pm 10^\circ$ (figure 2.16). Une image de l'interface prise alors que l'interface en question se trouve à un angle supérieur $\pm 10^\circ$ degrés par rapport à l'axe de l'objectif de la caméra diminue la précision de la mesure. On détermine une hauteur d'interface avec une certaine erreur en raison de l'effet d'optique lié au décalage de l'axe de l'objectif de la caméra. Cette erreur est compensée par un simple calcul trigonométrique. Pour minimiser ce décalage, le trépied de la caméra est déplacé au fur et à mesure de l'évolution de la hauteur de l'interface.

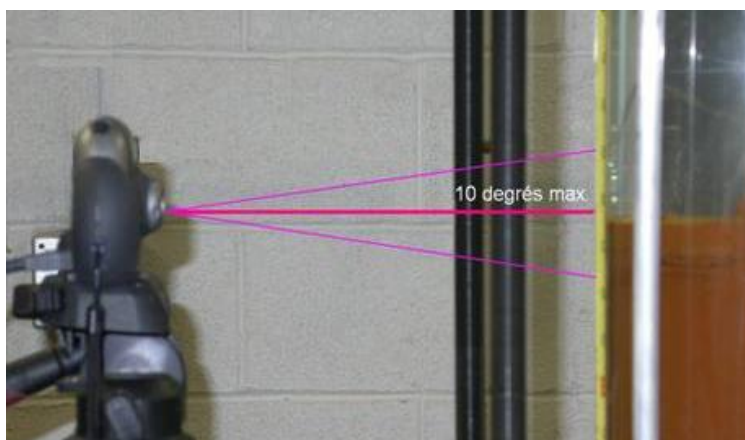


Figure 2.16 : Caméra positionnée, montrant l'angle vertical de $\pm 10^\circ$ par rapport à l'horizontale.

2.3.1.4 Le système de mesure de la densité

Le suivi de la sédimentation et de la consolidation d'un géomatériau au laboratoire bénéficie de l'emploi de dispositifs de mesure non invasifs.

Les méthodes de mesure de densité les plus courantes sont la densimétrie gamma et la densimétrie par rayons X (Williams et al., 1990; Bartholomeeusen et al., 2002). Toutes deux sont non destructives et basées sur l'atténuation du rayonnement incident par le matériau traversé, en fonction de sa densité. Elles donnent des précisions de mesure sensiblement équivalentes, mais les rayons X permettent une meilleure résolution spatiale. Cependant, pour les matériaux ayant une densité relative de grains solides (D_r) élevée, un poids volumique élevé, une taille des grains plus grossière, ou qui contiennent des métaux lourds, la densimétrie par rayons gamma est préférable, car ce rayonnement de plus haute énergie passera plus facilement à travers l'échantillon placé dans la colonne.

Un autre facteur est le diamètre de la colonne; si celui-ci est grand, le rayonnement sera davantage atténué par les matériaux. L'effet sera plus important lors des étapes avancées de la consolidation où les sédiments ont une plus grande densité. Pour ces raisons la densimétrie gamma a été retenue.

2.3.1.4.1 Source radioactive

La source radioactive utilisée est préparée à partir d'une poudre d'oxyde de samarium (Sm_2O_3). Le samarium a plusieurs isotopes, dont le ^{152}Sm (26,7 % des atomes de Sm). Des petites capsules en plastique sont remplies avec la poudre d'oxyde de samarium. Pour activer la source, une petite capsule est mise dans une capsule de taille standard qui est placée dans le réacteur nucléaire Slowpoke de l'École Polytechnique (pour des détails techniques du réacteur voir www.polymtl.ca/nucleaire/LTN/SLP.php). La source est alors bombardée de neutrons pendant une durée qui dépend de l'activité recherchée. Lorsque le noyau d'un atome de ^{152}Sm est frappé par un neutron, il peut le capter pour être transformé en ^{153}Sm . Cette réaction nucléaire s'écrit de la façon suivante :



Le ^{153}Sm est radioactif et il a une demie vie $t_{1/2}=46,7$ h. Lorsqu'un atome de ^{153}Sm se désintègre, il peut émettre plusieurs sortes de rayonnement selon trois possibilités (figure 2.17). Chaque transformation a pour origine l'émission d'un rayon β (transformation d'un neutron du noyau en proton) accompagné, selon le cas, d'un électron de conversion interne (e^-), d'un rayon gamma γ ou d'aucun autre rayon. Le résultat de la décroissance radioactive est un atome d'Europium ^{153}Eu . La figure 2.17 résume les trois situations et la probabilité qu'elles se produisent.

$^{153}\text{Sm} \Leftrightarrow$	$^{153}\text{Eu} + \beta + e^-$	\Leftrightarrow	51%
$^{153}\text{Sm} \Leftrightarrow$	$^{153}\text{Eu} + \beta + \gamma$	\Leftrightarrow	28%
$^{153}\text{Sm} \Leftrightarrow$	$^{153}\text{Eu} + \beta$	\Leftrightarrow	21%

Figure 2.17 : Probabilités des rayonnements issus de la désintégration du ^{153}Sm (Murray, 2009).

Dans le cas des émissions gamma, celles-ci peuvent avoir diverses énergies. La figure 2.18 montre les émissions typiques (hautes énergies) de la désintégration du ^{153}Sm .

Le pic correspondant à une énergie de 103 keV est retenu, car il est celui de plus haute énergie et est relativement isolé, du point de vue énergétique, des autres pics. Lors du passage de ces rayonnements (photons gamma) au travers de l'échantillon en analyse, les photons vont interagir avec la matière. Ils pourront être absorbés, déviés ou changer d'énergie (friction et/ou collisions). Ces interactions sont reliées aux caractéristiques du matériau à l'étude et de sa densité (teneur en eau, indice de vides ou paramètre équivalent). Les mesures consistent à détecter les photons, d'une énergie proche de 103 keV, qui passent au travers de l'échantillon.

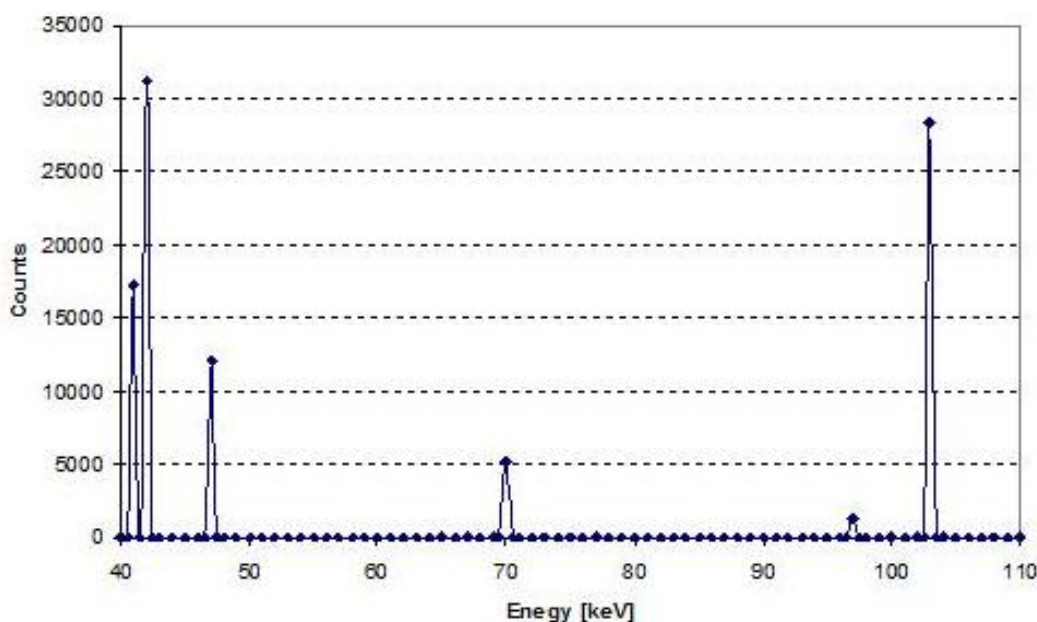


Figure 2.18 : Spectre d'énergie d'une source de ^{153}Sm (élaboré à partir des données du tableau des nucléides)

L'activité⁴ de la source radioactive est estimée en fonction de la précision recherchée par la mesure de densité.

Le calcul du rayonnement minimum à détecter pour obtenir une mesure d'une certaine précision est présenté dans l'annexe 2.

2.3.1.4.2 Équipement, calibration et procédure pour la mesure de la densité

Le système de mesure de la densité est composé principalement de la source radioactive (décrite au paragraphe précédent), du détecteur et de l'analyseur multicanal.

La source radioactive, activée au réacteur nucléaire de l'École Polytechnique de Montréal, est une poudre de Samarium encapsulée dans un contenant en plastique. Celui-ci est placé dans un blindage (réceptacle en plomb) à l'aide d'un support en bois qui permet de le fixer et le centrer. La figure 2.19 montre les composants. Le blindage, qui possède un couvercle avec une ouverture (de 1 cm de diamètre), sert de collimateur pour le rayonnement gamma et il rend la radiation secondaire émise dans d'autres directions pratiquement nulle. Le faisceau de radiation principal peut être dirigé en plaçant le blindage en plomb de façon adéquate. Celui-ci est placé sur le plateau mobile, en face du détecteur, de façon telle que le faisceau de radiation principal traverse diamétralement la colonne d'essai selon un axe horizontal.



Figure 2.19 : Source de rayonnement gamma : poudre d'oxyde de Samarium placé dans un contenant en plastique, avec un support en bois et un blindage en plomb.

Le détecteur de radiation (figure 2.20) est composé principalement du scintillateur et du photomultiplicateur qui sont montrés schématiquement à la figure 2.21.

⁴ L'activité d'une source radioactive (A) est la vitesse de désintégration du matériau radioactif la constituant. Elle correspond au nombre d'atomes radioactifs qui se désintègrent par unité de temps. Le SI définit le becquerel (Bq) comme unité pour l'activité d'une source. Un becquerel correspond à une désintégration par seconde.



Figure 2.20 : Photo du détecteur BICRON[®] utilisé au laboratoire

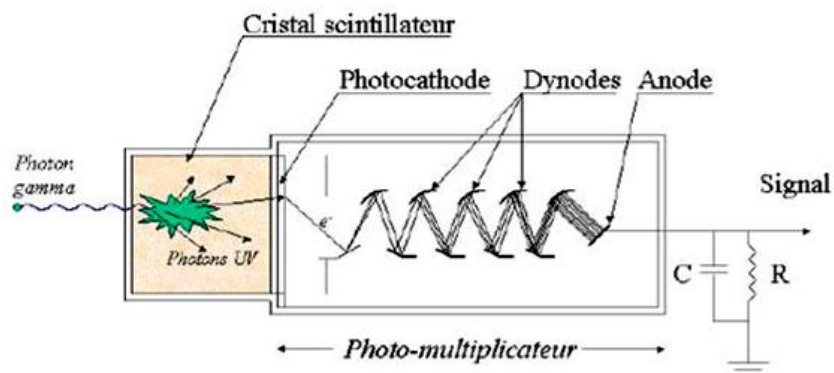


Figure 2.21 : Description schématique d'un détecteur de radiation (tiré de Rapin, 2002)

Le scintillateur est un cristal d'Iodure de Sodium (NaI) d'un diamètre de 2,54 cm et une épaisseur de 1,27 cm. Les photons gamma qui frappent le scintillateur sont convertis en électrons. À l'intérieur du détecteur, on retrouve également un photomultiplicateur relié à un générateur de haute tension produisant ± 1000 V, qui a pour but d'amplifier le signal.

Le multicanal sert à discrétiser le signal amplifié sortant du photomultiplicateur. La discrétisation est faite par rapport à l'énergie du photon (en keV, kilo-électron-volts) capté par le détecteur. Le multicanal affiche la quantité de photons qui frappent le détecteur pour chaque canal (ou plage d'énergie).

Un multicanal Canberra[®] avait été utilisé dans les travaux antérieurs (Dromer, 2004). Celui-ci a arrêté de fonctionner et a été remplacé par le logiciel S-100 de Canberra[®]. Le logiciel S-100 est fourni avec une carte d'acquisition des données compatible. Ce système est assez ancien (mais suffisamment performant) et peut être utilisé uniquement avec le système d'exploitation Windows 3.11. Un ordinateur PC 384 avec Windows 3.11 a été utilisé. En utilisant un ordinateur comme analyseur multicanal, il est plus simple d'exporter les données. La figure 2.22 (gauche) montre le panneau des connexions et des contrôles analogiques ainsi que le générateur de haute tension,

placé en haut. La figure 2.22 (à droite) présente une photo de l'écran de l'ordinateur avec les images et menus du logiciel S-100.

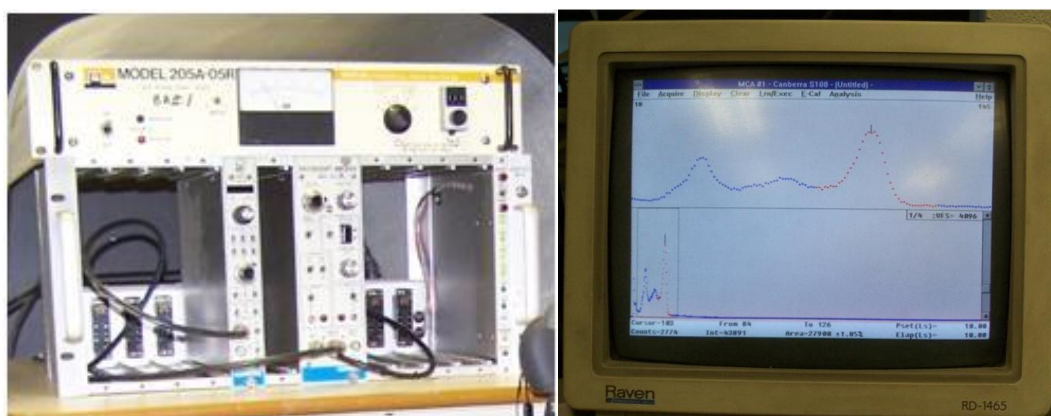


Figure 2.22 : Instruments du système de détection : générateur de haut voltage, socles de connexions (gauche) et écran de l'ordinateur servant de multicanal (droite).

Pour la calibration du multicanal, il faut comparer le spectre obtenu après un premier comptage avec le spectre du radio-isotope en analyse, le Samarium-153 dans le cas présent (présenté sur la figure 2.18). Il faut observer si les pics caractéristiques sont affichés (sur l'écran de l'analyseur multicanal) avec la bonne énergie, car le spectre peut être déplacé. Si les pics montrent une énergie différente de celle attendue, il faut ajuster le voltage du générateur de haute tension. Il faut répéter l'opération jusqu'à obtenir le bon spectre, c'est-à-dire que le pic à l'étude s'affiche avec une énergie de 103 keV.

Par la suite, il faut étalonner le système de mesure de densité avec la colonne. Ceci est fait une fois avant le début de l'essai. Cet étalonnage est fait avec la colonne remplie d'eau selon des positions établies à l'avance (i.e. tous les 10 cm à partir de la base de la colonne). La densité mesurée lors de l'essai sera déduite en comparant la détection des photons gamma avec l'eau dans la colonne et celle avec de la boue dans la colonne, à chaque point de mesure.

Pendant l'essai, un autre étalonnage est fait de façon systématique avant chaque cycle de mesure de la densité. Celui-ci, consiste à positionner le plateau à la mi-hauteur de la petite colonne remplie d'eau distillée, placée en bas de la grande colonne. Cet étalonnage a pour but d'évaluer et de compenser les variations d'activité de la source radioactive, ainsi que pour corriger les petites différences d'alignement qui peuvent se produire lors de la fixation de la source au plateau (puisque la source est enlevée pour fins d'activation et remise en place une fois réactivée).

Un autre paramètre à considérer à chaque mesure est la quantité totale de photons détectée. Cette quantité est liée à la précision requise de la mesure et a été fixée à un minimum de 10000 (voir l'annexe 2). Au fur et à mesure que l'activité de la source diminue, d'une part, et que la boue (ou matériau en analyse) augmente de densité, d'autre part, il faudra plus de temps pour chaque mesure, afin d'obtenir le minimum de 10000 photons dans la surface sous le pic. Au début, il suffit de moins de 10 secondes et ce temps sera haussé au besoin. Toutefois, il ne faudra pas avoir de temps trop longs pour chaque mesure, car le temps total d'un scan de la colonne serait trop long et le profil de densité (ou teneur en eau) ne sera plus représentatif.

La mesure, qui consiste à faire un scan à chaque point préétabli (coïncidant avec la position des points de mesure de la pression), est usuellement faite de façon ascendante en commençant par la petite colonne (remplie d'eau distillée) située en bas de la grande colonne. Pour chaque point de mesure, la valeur de l'intégrale et le temps sont notés dans un fichier Excel, tout comme les autres mesures de l'essai (pressions interstitielles et position de l'interface) pour un traitement subséquent.

2.3.1.5 L'application des surcharges

Une fois le matériau (boue) versé dans la colonne, au début d'un essai, les particules vont descendre sous l'effet de la gravité. La phase de consolidation qui suit celle de sédimentation des particules (i.e. à partir du développement des contraintes effectives) se produit elle aussi sous l'effet de la gravité. Cette phase initiale de consolidation est appelée « consolidation sous poids propre ».

Une fois que la consolidation sous poids propre approche la fin (i.e. les pressions interstitielles en excès : $u_e = u - \gamma_w z$, sont pratiquement dissipées), des surcharges sont appliquées pour simuler l'application d'une nouvelle couche de boue. Dans le cas d'un bassin d'entreposage, cette couche (ou surcharge appliquée) représente le remplissage de celui-ci. L'application de plusieurs paliers de surcharges simule un remplissage par étapes d'un bassin d'entreposage.

Les surcharges sont appliquées par le biais d'un piston (figure 2.23) constitué d'un disque perforé en plastique, d'un diamètre un peu plus petit que le diamètre intérieur de la colonne et d'une épaisseur de 5mm. Un disque en géotextile est placé en bas du disque en plastique. Le géotextile appuie sur l'échantillon de boue (ou de matériau en analyse); sa fonction est d'empêcher le passage des particules du matériau à travers le piston, tout en permettant le passage de l'eau pour permettre aux pressions interstitielles de se dissiper. Les disques en plastique et géotextile sont

fixés à l'extrémité d'une tige filetée en acier par le biais de deux écrous (l'écrou supérieur est visible à la figure 2.23). La tige est extensible (grâce à l'ajout d'autres morceaux de tige, qui peuvent être vissés) et remonte jusqu'au sommet de la colonne. À l'autre extrémité de la tige, un disque en aluminium de 1,2cm d'épaisseur est vissé et sert d'appui pour les surcharges (voir figure 2.23, photo à droite).



Figure 2.23 : Piston pour l'application des surcharges, à gauche. Placement des poids pour l'application de la surcharge au sommet de la colonne, à droite.

2.3.2 Méthodes expérimentales

Les procédures expérimentales pour mener les essais préliminaires sont présentées dans cette section.

2.3.2.1 Essais préliminaires en grande colonne

La procédure de l'essai en grande colonne avec le dispositif expérimental a été présentée aux paragraphes précédents. Des précisions quant à la préparation des échantillons et des essais complémentaires sont données dans ce qui suit.

2.3.2.1.1 Procédure d'un essai type

Une fois le montage assemblé et la position de la colonne vérifiée, celle-ci est remplie d'eau. Après avoir branché et purgé les capteurs, et vérifié l'étanchéité du dispositif, le système de mesure de pression peut être étalonné sur la colonne tel que décrit aux paragraphes précédents. La caméra pour le suivi de l'interface est connectée. Le système de mesure de la densité est aussi

prêt à être utilisé, après avoir reçu la source radioactive activée au réacteur et avoir réalisé l'étalonnage sur la colonne remplie d'eau.

La boue Inmet utilisée pour les essais préliminaires est disposée dans des chaudières tel que décrit plus tôt. La boue est homogénéisée par brassage mécanique. La quantité de boue versée est connue avec précision par différence de poids. La boue est déversée dans un entonnoir placé au sommet de la colonne immédiatement après avoir arrêté le brassage mécanique. On prélève des échantillons pour déterminer au laboratoire la teneur en eau initiale de la boue. L'entonnoir possède un tuyau pour permettre à la boue de descendre au fond de la colonne sans tomber de trop haut, ce qui pourrait introduire de l'air dans la boue.

La procédure de remplissage est réalisée par deux personnes, car elle doit se faire le plus rapidement possible. En général, cette opération prend autour d'une minute. Une fois la colonne remplie au niveau désiré, l'essai débute.

Juste avant le début de l'opération de remplissage de la colonne, la caméra numérique est placée et démarrée; la lecture des pressions interstitielles est elle aussi démarrée. Une mesure du profil des densités (ou teneur en eau) initiales est réalisée dès que l'opération de remplissage est achevée. Les mesures sont répétées avec une fréquence rapide au début, puis plus faible ensuite, au fur et à mesure que les changements sont plus lents. Quand l'évolution du processus de consolidation est rendu suffisamment lente, l'application d'un premier palier de surcharge débute, après d'avoir fait une mesure de densité. Le piston (décrit précédemment) est lentement introduit, la friction (statique) avec les parois de la colonne est estimée, en chargeant le piston jusqu'à ce que la friction soit vaincue, pour enfin appuyer le piston lentement sur l'échantillon. La valeur de la friction mesurée était équivalente à une masse entre 1 et 2 kg (cette valeur représente $\approx 25\%$, 12% et 6% des poids appliqués lors des paliers de chargement, dans l'essai P2). Pour tous les essais; elle est prise en compte dans le calcul de la surcharge appliquée. Après l'application de la surcharge, les mesures sont prises à une fréquence rapide au début, pour ralentir par la suite. Le processus se répète ensuite pour chaque palier de surcharge, jusqu'à la charge maximale. Enfin, le déchargement est fait pour mesurer le rebondissement et la redistribution des pressions interstitielles.

Des résultats typiques d'un essai préliminaire (P2) sont présentés au chapitre 3.

2.3.2.2 Essais de caractérisation

À la fin des essais en grande colonne, les capteurs de pression sont débranchés, la colonne est retirée de son support et placée horizontalement sur une table (voir figure 2.24). Des mesures de la résistance au cisaillement à l'état intact sont effectuées à l'aide d'un scissomètre de laboratoire (figure 2.25). Un échantillonnage par tranches de 10 cm (distance verticale entre deux capteurs de pression) est aussi réalisé.



Figure 2.24 : Échantillonnage de la boue de traitement à la fin d'un essai.



Figure 2.25 : Scissomètre Geonor® utilisé pour mesurer la résistance au cisaillement (C_u).

Deux types de scissomètres ont été utilisés pour mesurer la résistance au cisaillement non drainée de la boue à la fin de l'essai. Un d'entre eux s'est avéré moins sensible et moins utile. L'autre scissomètre possède quelques jeux de palettes interchangeables. Ceci permet d'adapter le

dispositif selon la résistance au cisaillement attendue. Ce scissomètre (Geonor[®]) a été retenu, avec les palettes de 4 cm de hauteur et 2 cm de largeur. Trois mesures ont été faites sur la face exposée après avoir coupé une tranche. Le scissomètre est délicatement inséré et un mouvement de torsion est fait jusqu'à vaincre la résistance du sol. La valeur maximale du couple appliqué est enregistrée. Un échantillonnage de la boue est fait afin de déterminer la teneur en eau. L'interprétation des mesures de la résistance au cisaillement non drainée, a été réalisée en suivant la méthode présentée par Silvestri et Aubertin (1993). Cette méthode assez standard (non présentée ici) permet d'estimer la résistance au cisaillement non drainée C_u en fonction des dimensions des palettes du scissomètre et de la valeur maximale du couple appliqué.

Des mesures de la teneur en eau et de la résistance au cisaillement à l'aide du cône suédois ont aussi été réalisées sur des échantillons de boue intacts et sur d'autres remaniés. Ces résultats sont présentés au chapitre 3.

Un autre essai de caractérisation a été réalisé lors du démontage de la colonne, i.e. la mesure de la résistivité électrique (qui est l'inverse de la conductivité électrique). L'équipement utilisé, la procédure expérimentale et quelques résultats sont présentés à l'annexe 3.

Enfin, le matériau récupéré au bas de la colonne est utilisé pour la préparation d'essais de consolidation en petite colonne. Cet essai est fait à la façon d'un essai oedométrique, mais avec un échantillon de plus grandes dimensions. Le dispositif expérimental et la méthodologie de cet essai sont décrits aux paragraphes suivants.

2.3.2.2.1 Essai de consolidation en petite colonne

Des essais de consolidation ont été réalisés avec la boue récupérée après l'essai en grande colonne. Cet essai a pour but d'évaluer à nouveaux certains paramètres mesurés lors de l'analyse des essais en grande colonne, et aussi afin d'atteindre des paliers de surcharge plus élevés que dans l'essai en grande colonne.

La figure 2.26 montre les dispositifs expérimentaux employés pour faire les essais de consolidation en petites colonnes. Trois essais peuvent être lancés simultanément.

Chaque dispositif est constitué d'une colonne acrylique de 50 cm de haut, 7,5 cm de diamètre interne; la paroi a une épaisseur de 5 mm. La colonne est placée verticalement. Le fond est fermé par une plaque carrée (12 cm de côté et 3 cm d'épaisseur) de plastique HMW comportant une rainure circulaire accueillant un joint torique en caoutchouc sur lequel vient s'appuyer la colonne. Sur le dessus de la colonne, on a placé une autre plaque identique (percée en son centre et d'un

diamètre égal à celui de la colonne). C'est par cette extrémité que la boue est versée dans la colonne.

Les plaques supérieure et inférieure sont reliées entre elles par un système de tiges et boulons qui traversent les quatre coins de chaque plaque, ce qui permet d'assurer la liaison, l'étanchéité et la rigidité de l'ensemble. Le fond de la colonne ne compte pas de drainage, ce dernier est fait seulement via la partie supérieure de l'échantillon.

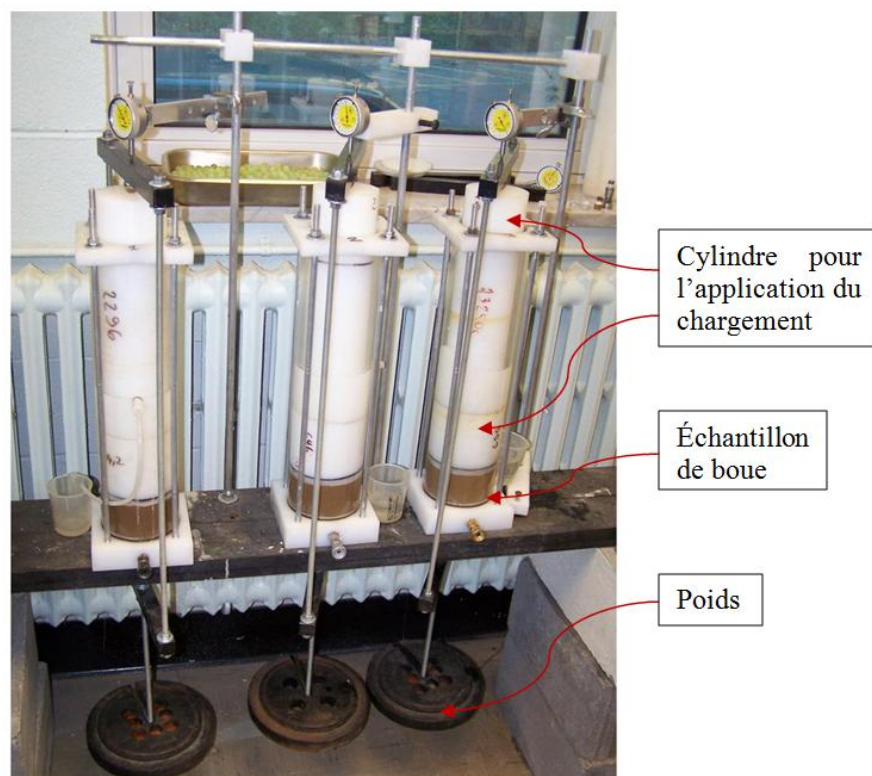


Figure 2.26 : Dispositifs expérimentaux pour les essais de consolidation en petite colonne.

Chaque colonne est appuyée sur une surface formée par deux profils C en acier. Ceci a pour fonction de surélever les colonnes (quelques 60 cm du sol du laboratoire) pour laisser un espace pour placer le système de charges. Le système d'application des charges est formé par deux cylindres, de 650 g par l'un et 2,3 kg par l'autre, qui sont appuyés l'un sur l'autre (le plus léger en bas). Les deux cylindres en plastique HMW ont un diamètre légèrement inférieur à celui de la colonne. Le cylindre inférieur appuie sur un disque de plastique perforé du même diamètre que le cylindre. Un disque de géotextile est placé entre le disque et l'échantillon de boue. Le géotextile empêche les particules de la boue de passer, mais permet le passage de l'eau.

Le cadre pour l'application des chargements s'appuie sur le cylindre supérieur. Un comparateur à cadran, fixe par rapport à la planche d'appui des colonnes (par le biais d'une structure des tiges d'aluminium), s'appuie sur le profil supérieur du cadre (voir la figure 2.27). Le comparateur sert à mesurer le déplacement du cadre et donc le tassement de l'échantillon pendant l'essai.



Figure 2.27 : Vue supérieure du dispositif expérimental. Le comparateur à cadran mesure le déplacement vertical du cadre qui applique la charge sur le piston, par le biais d'une boule en acier.

La boue « résiduelle » de l'essai en grande colonne, c'est-à-dire celle qui est restée après l'échantillonnage, est homogénéisée à l'aide d'un agitateur mécanique. La teneur en eau de la boue est déterminée. Cette boue a une teneur en eau deux à trois fois plus faible que la teneur en eau initiale de la boue au début de l'essai en grande colonne.

Les petites colonnes d'essais sont remplies d'eau (pour vérifier l'étanchéité), vidées et essuyées. L'opération de remplissage avec la boue est réalisée sur une table du laboratoire, où une colonne est placée sur une balance électronique. La boue est versée dans la colonne à l'aide d'un entonnoir. Une fois cette opération conclue, le volume et le poids de la boue placée dans la petite colonne sont connus. Par la suite, le disque en géotextile est placé à la surface de la boue et le disque en plastique perforé au dessus.

Les opérations sont répétées pour les deux autres petites colonnes. Par la suite, les trois colonnes sont placées sur la plaque d'appui. Ensuite les cylindres en plastique sont placés sur les disques perforés et les comparateurs à cadran sont installés, appuyant le palpeur sur la face supérieure du

cylindre qui dépasse de la partie supérieure de la colonne, pour mesurer le tassement. Le poids des cylindres est d'environ 3 kg, ce qui équivaut à une pression de presque 10 kPa. Il faut environ 5 jours jusqu'à la stabilisation, puis une nouvelle charge est appliquée. La nouvelle charge est le cadre en acier (décrit précédemment) qui est placé sur une boule en acier, placée, quant-à-elle, sur le sommet du piston. Le poids du cadre est de 1,5 kg et donc la charge total appliquée est de 4,5 kg, soit 15 kPa de pression, dans ce deuxième palier de charge. À partir du prochain palier, la charge est appliquée avec les poids qui sont placés sur la tige fixée à la partie inférieure du cadre. Le temps attendu pour la dissipation de la pression interstitielle est plus grande que dans un essai oedométrique, pour deux raisons : la hauteur initiale de l'échantillon de boue est de 7 cm (environ 3 fois plus que dans un essai oedométrique) et il n'y a qu'une seule face drainée. La charge totale appliquée est doublée à chaque palier de chargement, semblable à la procédure d'un essai oedométrique. Les résultats d'un essai en petite colonne sont présentés au chapitre 3.

2.4 Modifications du dispositif expérimental et justifications

Les résultats préliminaires obtenus des essais faits à l'aide des dispositifs expérimentaux décrits aux paragraphes précédents, qui sont présentés au début du chapitre 3, indiquent que des changements devaient être apportés aux dispositifs expérimentaux et aux procédures d'essai. Les raisons pour ces modifications sont exposées dans ce qui suit. Les dispositifs expérimentaux modifiés, ainsi que les changements aux procédures d'essai, seront présentés par la suite.

Les essais réalisés à l'aide du dispositif expérimental de la grande colonne constituent le cœur de ce projet de recherche. C'est pourquoi il s'est avéré nécessaire de poser un regard critique sur le montage décrit dans ce qui précède, et de considérer des ajustements afin d'améliorer la qualité des résultats obtenus.

La figure 2.12 (à la section 2.3) montre les cinq éléments principaux composant le montage.

La colonne et son support (avec le plateau ajustable motorisé) ont été déplacés dans le laboratoire, pour que l'espace libre soit plus grand afin de manipuler plus aisément des éléments tels que la tige d'application des surcharges. La proximité d'un mur en béton a aussi permis des changements dans le système d'application des surcharges (voir plus bas).

À la fin d'un essai, les capteurs de pression et les connecteurs sont retirés et nettoyés. Ils sont remis en place lors de la préparation d'un prochain essai. Les adaptateurs en laiton sont vissés dans la colonne dans des trous filetés. La colonne étant en plexiglas. Une usure progressive des

filets et de la paroi de la colonne autour des trous a été observée. De plus, les pièces en laiton vissés et fixés au connecteur femelle, plus le connecteur mâle vissé au capteur de pression, donnent un tout assez lourd (on peut voir le système de connexion à la figure 2.14). Le système de connexion des capteurs de pression se devait d'être allégé.

Toutes les pièces qui forment la connexion de chaque capteur de pression doivent être saturées, car la présence d'air (même petite) à l'intérieur affecte la réponse du capteur. Le tube en T de laiton permet d'éliminer l'air avec le bouchon supérieur. Toutefois, il n'y a pas de façon de vérifier s'il reste de l'air emprisonné car les pièces ne sont pas transparentes.

Les bouchons poreux ont une conductivité hydraulique trop basse par rapport à celle des boues. Ceci peut ralentir la réponse des capteurs de pression, surtout si le système des connecteurs n'est pas bien saturé.

Les capteurs Omega[®] PX243 mesurent la pression relative (à la pression atmosphérique). La plage de mesure des capteurs (jusqu'à 103 kPa, $\pm 0,2$ kPa) a été choisie en fonction de la pression maximale à laquelle ceux-ci doivent résister. La précision de 0,2 kPa est faible pour nos besoins; en général, plus petite est la plage de mesure, plus grande est la précision et vice-versa.

Pour nos essais, on s'intéresse surtout à la pression interstitielle différentielle, c'est-à-dire à la différence de pression interstitielle entre deux prises contigües. Dans la colonne, il y a 10 cm entre deux prises contigües ce qui produit une pression différentielle proche de 1 kPa (pour une colonne remplie d'eau) et d'environ 1,1 kPa pour la colonne remplie de boue. La différence de pression mesurée entre l'eau et la boue serait donc de 0,1 kPa (entre deux capteurs). Cette différence est plus petite que la précision des capteurs Omega[®] PX243.

L'utilisation de capteurs de pression différentielle (entre deux points) permet d'obtenir une meilleure précision, puisqu'on peut choisir une plage de mesure plus petite. Dans ce cas, la plage de mesure minimale du capteur de pression est la différence de pression maximale entre deux connexions contigües de la grande colonne. Cette différence de pression est beaucoup plus petite que la pression totale appliquée sur une prise. La précision de la mesure augmente proportionnellement à la diminution de la plage de mesure (pour un capteur de pression d'une qualité semblable).

Les capteurs différentiels sont mieux adaptés aux essais menés ici. D'ailleurs, une majorité d'auteurs qui ont effectués des essais de sédimentation et de consolidation en grande colonne ont utilisés des capteurs de pression différentiels (voir tableau 1.2) : soit un capteur différentiel

unique qui mesure la pression entre deux prises contigües à la fois, avec un permutateur pour faire le balayage parmi toutes les prises, soit des capteurs différentiels connectés entre prises contigües. Cette deuxième option a été retenue pour des raisons de coûts (le permutateur de type rotatif et le capteur adapté sont assez onéreux) et de précision (il est possible de trouver sur le marché des capteurs différentiels performants, à bas coût).

Les nouveaux capteurs de pression nécessitent que le système d'acquisition des données soit adapté, en tenant compte des caractéristiques des nouveaux capteurs différentiels; les modifications sont présentées plus bas.

Le système de prise de photos donne de bons résultats avec une précision tout à fait acceptable. Il n'y a pas de modification requise pour le suivi du niveau de l'interface.

La précision des mesures de densité (ou du poids volumique) obtenue à l'aide du densimètre gamma utilisé lors des essais préliminaires est de $\pm 3\%$ (Dromer, 2004; Dromer et al., 2004). Toutefois, si la densité est exprimée par un paramètre équivalent comme l'indice des vides, la précision de la mesure à l'aide du densimètre gamma est moins bonne, soit d'environ $\pm 10\%$ pour la valeur de $e (= w.D_r)$, avec $D_r = 3,13$ pour la boue Inmet).

Le système de mesure par densimétrie gamma a été revu pour évaluer la possibilité d'améliorer la précision de la mesure de densité, avec la collaboration du Dr. Greg Kennedy (du Département de génie physique de l'École Polytechnique de Montréal). D'autres sources radioactives ont été testées, soit une source d'or (^{198}Au) et une double source composée des sources radioactives d'or et de samarium (^{198}Au et ^{153}Sm). La source de samarium a été décrite auparavant et utilisée dans les essais préliminaires.

Les deux types de sources ont été testés pour des mesures de densité de plusieurs types de boues et de rejets miniers fins, pour plusieurs valeurs de teneur en eau $w(\%)$. La figure 2.28 présente la colonne utilisée pour cet exercice (de caractéristiques semblables à la grande colonne), et placée en position centrale sur le dispositif expérimental de la grande colonne de façon telle que le rayonnement gamma la traverse diamétralement.

La source d'or (^{198}Au) a été fabriquée au laboratoire de la Chaire industrielle CRSNG Polytechnique-UQAT à l'École Polytechnique de Montréal. La pureté des matériaux de construction est fondamentale car dans le cas de la présence d'autres éléments, même en très petites quantités, il peut y avoir des rayonnements gamma non désirés.

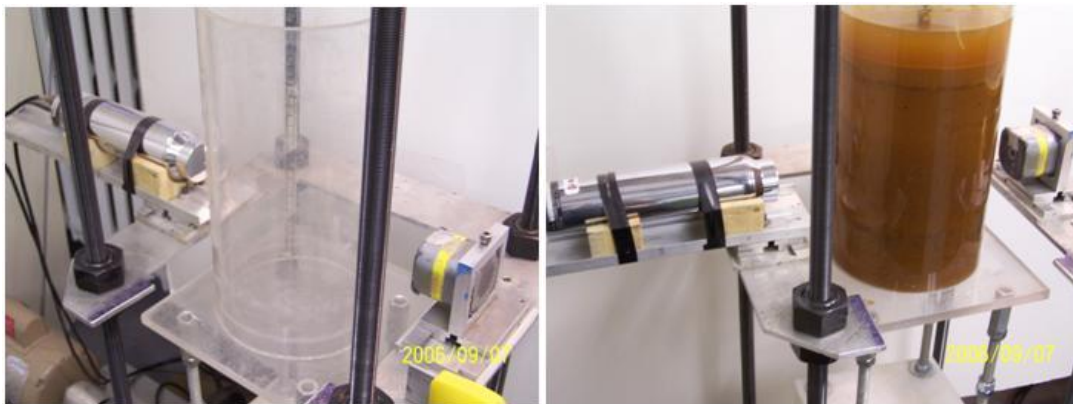


Figure 2.28 : Évaluation de la double source radioactive. À gauche : colonne utilisée pour les essais. À droite : colonne avec la boue Selbaie.

Des capsules en aluminium ont été fabriquées (avec la collaboration du technicien Étienne Bélanger). Chaque capsule est formée par un cylindre de 1 cm de diamètre par 1,5 cm de hauteur. Un fil d'or pur à 99,997 % de 0,1 mm d'épaisseur et d'une longueur de 35 mm a été placé à l'intérieur de la capsule d'aluminium. La source d'or a été activée dans le réacteur. Le ^{198}Au a un pic caractéristique de 412 keV et une demi-vie de 2,7 jours.

La source d'or a donné des bons résultats, mais la précision de la mesure s'est avérée semblable à celle du samarium (^{153}Sm) dans le cas des boues de traitement. La source de ^{198}Au est néanmoins intéressante pour certains matériaux (autre que les boues) car un rayonnement de plus haute énergie est nécessaire pour un matériau plus dense. La source d'or peut donc être intéressante pour déterminer la densité lors d'essais sur des géomatériaux plus denses tels des sols, et des résidus miniers. La double source de samarium et d'or a aussi été testée. Ces tests ont montré que la double source peut être intéressante pour mesurer la teneur en eau d'un sol non saturé. Les résultats de cette étude ont été présentés par Kennedy et al., (2006).

Les résultats obtenus ont toutefois indiqué qu'il y avait peu d'avantage (dans notre cas) à modifier la technique de mesure, et il a été décidé de continuer l'utilisation de la source de samarium ^{153}Sm , comme dans les essais préliminaires. Cependant, la procédure a été modifiée, notamment en prenant plus de points de mesure et en répétant les lectures deux fois (tel que suggéré par Gallois 1995).

Rappelons que dans l'essai préliminaire, les mesures de densité ont été effectuées avec un balayage ascendant ou descendant du plateau mobile, avec des lectures tous les 10cm (coïncidant avec la position des prises de pression).

La méthode proposée par Gallois (1995) propose deux balayages, l'un ascendant et l'autre descendant. Les mesures sont faites tous les 5 cm (i.e. à la position des capteurs de pression et mi-distance entre deux prises). À chaque position, les mesures sont faites deux fois, en montant et en descendant (figure 2.29). Bien que ceci soit plus long, le profil de densité (ou de teneur en eau) obtenu est mieux défini en utilisant une valeur moyenne pour chaque position (pour un temps moyen).

Il faut toutefois que l'évolution du profil de la teneur en eau durant la période de mesure (temps total) soit petite. Dans le cas contraire, un balayage simple, avec moins de points de mesure (comme a été fait pour les essais préliminaires), est plus adapté.

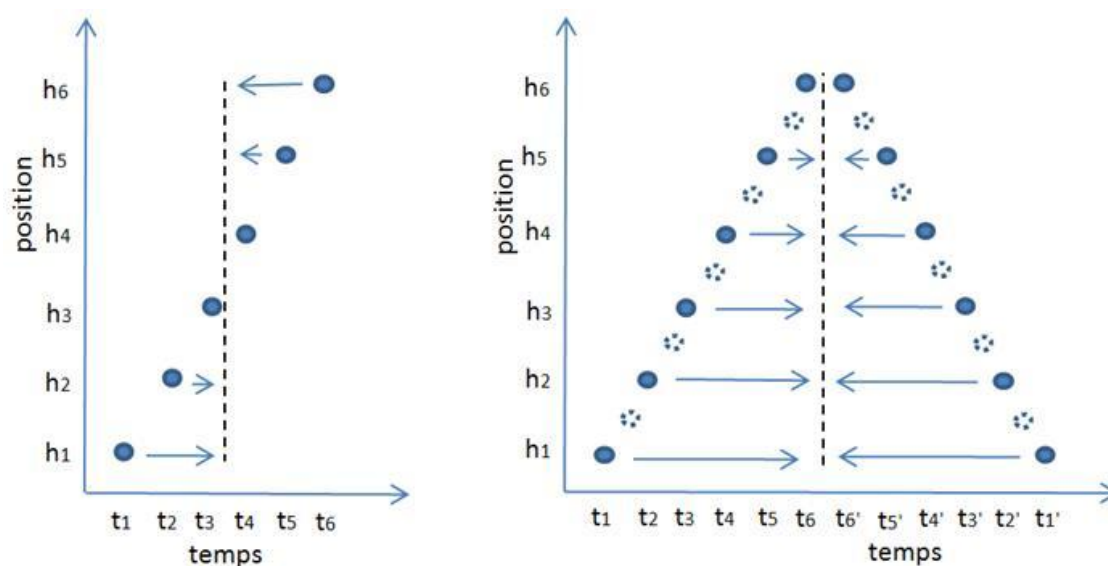


Figure 2.29 : Schéma du simple balayage et du double balayage pour obtenir un profil de teneur en eau.

Dans nos essais, on s'intéresse surtout à la fin de la sédimentation et l'étape de consolidation. Dans ce cas, l'évolution des profils de teneur en eau est relativement lente et la méthode de double balayage est convenable. Pour les essais subséquents, la méthode schématisée par la figure 2.29 (à droite) a été adoptée. La précision obtenue sur la mesure de la teneur en eau $w(\%)$ avec cette méthode est de l'ordre de 3%.

Le dispositif d'application des surcharges utilisé dans les essais préliminaires est principalement composé du piston, de la tige filetée et d'un plateau placé à l'extrémité de la tige, qui dépasse de la partie supérieure de la colonne. Le poids maximum qui peut être appliqué est limité ici par la résistance structurale du dispositif (notamment au niveau de la tige) et aussi pour des raisons de sécurité. Un système avec un bras de levier appuyé au mur et à l'extrémité de la tige a été développé pour rendre le montage plus stable et plus robuste. Le bras de levier vise aussi l'application de contraintes plus élevées en utilisant moins de poids, grâce à l'effet du levier. Le système de bras de levier sera présenté avec les dispositifs expérimentaux modifiés et les procédures d'essais correspondant.

2.5 Dispositifs expérimentaux modifiés et méthodologie des essais

À la suite de l'analyse des résultats issus des essais préliminaires (voir le début du chapitre 3), des changements ont été apportés sur certains dispositifs expérimentaux et procédures d'essai (tel que décrit, en partie, à la section précédente).

2.5.1 Essais en grande colonne

Après avoir analysé les résultats des essais préliminaires en grande colonne, il a été décidé de réaliser deux types d'essais. La principale différence entre eux est la façon d'appliquer les paliers de surcharge.

Lors des essais préliminaires, les surcharges étaient appliquées par le biais d'un piston avec une surface perméable (i.e. une plaque de plastique perforée recouverte d'un géotextile). Quand un incrément de charge est appliqué, la pression interstitielle augmente rapidement, proportionnellement à la pression appliquée par le piston, pour se dissiper par la suite. Dans ce cas, le piston exerce une contrainte totale $\Delta\sigma$ initialement reprise par l'eau (i.e. $\Delta u = \Delta\sigma$). Les contraintes effectives augmentent au fur et à mesure que la pression interstitielle se dissipe ($\sigma' = \sigma - u$). Ce type d'essai en colonne avec une surcharge appliquée à l'aide du piston sera appelé « essai avec chargement par contrainte totale imposée » (CCTI).

La deuxième façon d'appliquer les paliers de surcharge repose sur l'application de charges hydrauliques, comme dans une cellule de consolidation hydraulique (e.g. Rowe et Harden, 1966). Bien que peu utilisé, ce type d'essai a déjà été mené sur des matériaux fins avec un grande teneur en eau $w(\%)$ initiale (e.g. Sridharan and Prakash, 2001; Bo et al., 2003). Dans ce cas, il y a un écoulement d'eau du haut vers le bas, et la dissipation des pressions interstitielles est permise à la

base colonne. La charge hydraulique appliquée est contrôlée par la différence entre la pression due à colonne d'eau en amont (au niveau supérieur de l'échantillon) et celle en aval au niveau inférieur. Cet essai en colonne sera appelé « essai avec chargement par gradient hydraulique imposé » (CGHI).

Dans ce qui suit, les deux types d'essais sont présentés, avec les détails techniques et les procédures appliquées. On insiste ici surtout sur les changements apportés par rapport aux essais préliminaires.

2.5.1.1 Essais CCTI

Ce type d'essai avec chargement par contrainte totale imposée (CCTI) est semblable à l'essai préliminaire présenté au début de ce chapitre. Cependant, des modifications ont été introduites suite aux justifications présentées à la section 2.4.

Sur les cinq éléments principaux composant le montage, trois d'entre eux restent inchangés par rapport au dispositif expérimental déjà décrit, soient :

- La colonne et son support avec plateau ajustable motorisé;
- La prise de photographie pour le suivi du niveau de l'interface de sédimentation;
- Le système de mesure de la densité (avec un changement dans la procédure de balayage uniquement).

Les 2 autres éléments principaux composant le montage ont évolué.

De nouveaux capteurs pour la mesure de la pression interstitielle ont été utilisés. Il s'agit de sept (7) capteurs de pression différentielle Omega[®] PX26-001DV (figure 2.30) qui mesurent la différence de pression entre deux points.

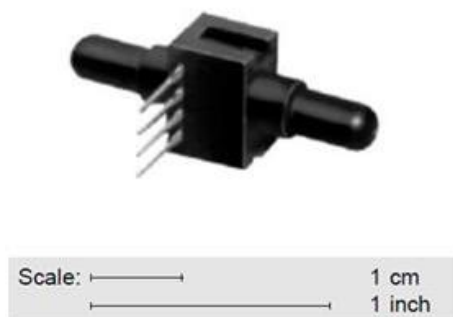


Figure 2.30 : Capteur de pression différentielle Omega[®] PX26-001DV.

Le capteur de pression Omega® PX26-001DV a une plage maximale de mesure de ± 1 psi ($\pm 6,9$ kPa) et une précision 0,01 kPa (approximativement 1 mm de colonne d'eau). La pression maximale supportée pour le capteur est de 20 psi ($\approx 137,9$ kPa). Les capteurs sont excités par une tension continue de 10,0 V et la plage des tensions de sortie est de $\pm 16,7$ mV (signal non amplifié).

Chaque capteur de pression Omega® PX26-001DV est connecté au système d'excitation électrique et au système d'acquisition des données par un connecteur à 4 brins Omega® CX136-4. Le capteur compte 4 connexions car les mises à la terre (-) ne sont pas communes (excitation et réponse). La connexion hydraulique est faite par le biais d'un tube de plastique flexible Omega® de 6,4 mm de diamètre interne, qui s'ajuste de façon étanche au capteur. La figure 2.31 présente les éléments de connexion du capteur de pression différentielle.

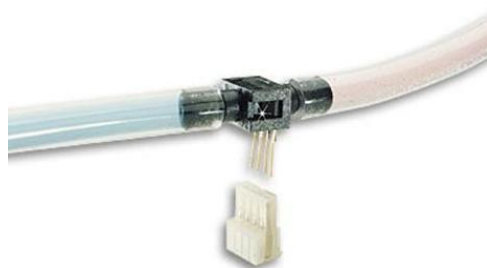


Figure 2.31 : Capteur de pression Omega® PX26-001DV, tube en plastique et connecteur électrique.

Les deux caractéristiques problématiques signalées précédemment pour la tuyauterie en laiton étaient la transparence et le poids. Des connexions transparentes sont utilisées pour les capteurs de pression afin de visualiser la présence d'air dans les conduites. De plus, un allègement de la tuyauterie aide à préserver les filets des trous dans la grande colonne en plexiglass.

L'assemblage en plastique est présenté à la figure 2.32 et ses composants sont décrits dans l'annexe 4.

La figure 2.33 présente une vue des connexions des capteurs de pression à la grande colonne pour la deuxième série d'essais (avec la boue Selbaie et le kaolin).

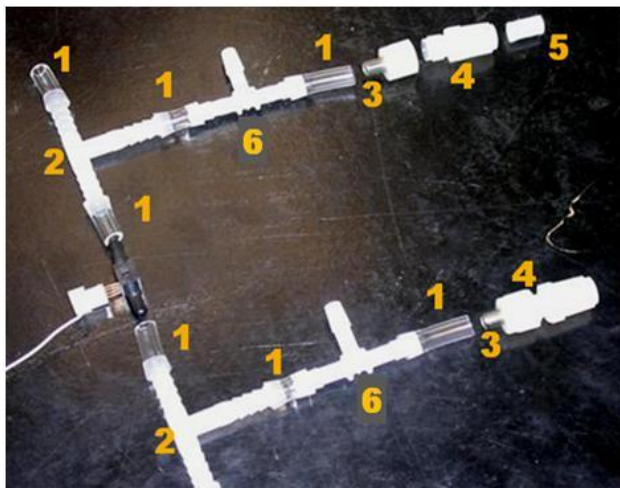


Figure 2.32 : Assemblage de tuyauterie en plastique et en PFA⁵ pour la connexion hydraulique des capteurs de pression différentielle sur la grande colonne d'essai.



Figure 2.33 : Capteurs de pression différentielle fixés à la grande colonne d'essai.

⁵ Le Perfluoroalkoxy (PFA) est un type de fluoropolymère. La tuyauterie en PFA possède une bonne résistance chimique et à l'abrasion, elle est translucide et thermoplastique.

À la figure 2.33, on voit la connexion à la prise la plus haute, sur laquelle un capteur de pression différentielle a été fixé. Pour cette prise, il n'y a pas de connecteur en T (élément 2 sur la figure 2.32). Un segment de tube en plastique flexible relie directement le capteur de pression au tube en métal. La connexion de la prise la plus basse, est semblable.

Les bouchons poreux en céramique (ayant une trop faible perméabilité) ont été remplacés par des filtres (à cigarette) commerciaux (élément 5 sur la figure 2.32) qui ont une conductivité hydraulique nettement plus élevée. On a aussi vérifié que les filtres à cigarette empêchent le passage des particules de boue, sans qu'un colmatage ne produise. Il a été observé (lors d'un test au laboratoire) que les particules de boues se retrouvent seulement dans les deux premiers millimètres du filtre (de 1,5 cm de long), sans pour autant en diminuer la conductivité hydraulique. Ces filtres s'ajustent parfaitement au raccord à compression (élément 4 sur la figure 2.32) de même longueur. Les filtres à cigarette sont économiques et sont remplacés à chaque essai.

Les prises dans la colonne ont été reliées aux 7 capteurs de pression différentielle. Les orifices des prises sont situés au niveau de la base pour le premier (0) capteur et aux 10 cm pour les autres (donc de 0 à 70 cm à partir de la base de l'échantillon).

Le signal des nouveaux capteurs de pression différentielle n'est pas amplifié. On a dû utiliser un nouveau système d'acquisition des données pour enregistrer et traiter le signal des capteurs de pression différentielle Omega[®] PX26-001DV. Ce signal doit être filtré (pour enlever le bruit électronique) et amplifié (de quelques millivolts à quelques volts). Un filtre-amplificateur Omega[®] OM5-IMV-50A-C a été utilisé; le signal traité par ce filtre est amplifié 100 fois. Le filtre-amplificateur est onéreux et pour cette raison, un seul filtre a été utilisé. Celui-ci est branché à une source de tension (Omega[®] PST-4130), ajustée à 5 V.

Le signal de chaque capteur de pression est sélectionné à l'aide d'un interrupteur rotatif pour l'envoyer au filtre-amplificateur, où il est lu par un multimètre. Avec ce dispositif, l'automatisme dans la lecture de la pression interstitielle n'est pas possible. La lecture faite à l'aide du multimètre est donc enregistrée manuellement.

Un autre capteur de pression relative Omega[®] PX603-015G5V (figure 2.34) en acier inoxydable a été installé à la base de la grande colonne. Il sert à mesurer la pression interstitielle totale à la base de l'échantillon. La plage de mesure du capteur est de 0 à 103 kPa. Le signal de ce capteur de pression est amplifié et la plage des tensions de sortie va de 1 à 5 V(dc). Le capteur a été

alimenté par une source de 16 V(dc). La lecture directe de ce capteur est également faite à l'aide d'un multimètre et enregistrée manuellement.



Figure 2.34 : Capteur de pression installé à la base de la grande colonne.

Le dispositif d'application des surcharges utilisé dans les essais préliminaires est composé du piston, de la tige filetée et d'un plateau placé à l'extrémité de la colonne qui dépasse de la partie supérieure. Le piston utilisé lors de ces essais préliminaires était composé d'un disque perforé en plastique recouvert d'un disque en géotextile. Pour les nouveaux essais, le disque en plastique a été remplacé par un disque perforé en aluminium plus robuste; des charges plus élevées peuvent ainsi être appliquées sans risquer d'endommager le piston.

Un autre dispositif complémentaire, conçu et fabriqué à l'atelier de la section, est composé par deux profils d'acier en L (boulonnés au mur, à côté de la colonne) et par un bras de levier. Le bras de levier est constitué d'un profil carré évidé en aluminium de 2 po (5,1 cm) et de 4,5 m de long (figure 2.35). Une extrémité du bras de levier est fixée aux profils en L à l'aide d'un boulon horizontal que lui permet de pivoter verticalement. Le profil d'aluminium s'appuie sur un écrou vissé dans la tige principale, à 80 cm du mur. Cet écrou, permet de réajuster la position du bras de levier.

Une tige verticale est fixée du côté du bras de levier opposé au mur. Cette tige est reliée à deux plateaux (afin de distribuer la charge) pour appuyer des disques de charge (voir figure 2.35).

La distance entre le boulon fixant la tige de charge et le boulon fixant le bras de levier au mur est de 4 m. Cet effet de levier permet d'appliquer une charge 5 fois plus grande que le poids placé sur le plateau et la tige de support.

La procédure suivie pour un essai CCTI est assez similaire à celle des essais préliminaires, avec quelques ajustements.



Figure 2.35 : Vue d'ensemble du système des surcharges avec le bras de levier; on voit aussi la fixation au mur en béton et l'appui sur la tige principale du système.

Une fois le montage assemblé et vérifié, la colonne est remplie d'eau. Après avoir branché et purgé les capteurs et vérifié l'étanchéité du dispositif, le système de mesure de la pression est étalonné sur la colonne tel que décrit pour les essais préliminaires. La lecture des capteurs de pression différentielle ne varie pratiquement pas avec un changement du niveau d'eau dans la colonne, ce qui est normal. Il y a néanmoins une petite variation reliée à la déformation du capteur; celle-ci est notée pour en tenir compte pendant l'essai.

Le capteur qui mesure la pression d'eau à la base de la colonne est étalonné de façon identique à l'étalonnage des capteurs des essais préliminaires.

La caméra pour le suivi de l'interface est ensuite connectée et prête à être utilisée. Le système de mesure de la densité est installé après avoir reçu la source radioactive du réacteur. On effectue un étalonnage sur la colonne remplie d'eau en faisant un balayage ascendant suivi d'un autre descendant, avec des mesures tous les 5cm.

La boue est homogénéisée par du brassage mécanique. La boue (de masse connue) est versée à l'aide d'une pompe pneumatique à membrane depuis les chaudières vers l'intérieur de la colonne.

Le pompage commence immédiatement après avoir arrêté le brassage mécanique dans les chaudières, pris des échantillons pour déterminer au laboratoire la teneur en eau initiale de la boue et vidé l'eau de la colonne.

La durée de l'opération de pompage est de moins d'une minute. Une fois la colonne remplie au niveau désiré, l'essai débute officiellement. On mesure les pressions interstitielles et la densité. Les mesures sont répétées avec une fréquence plus rapide au début, pour ralentir après, au fur et à mesure que le taux de tassement diminue. Quand la dissipation des pressions interstitielles ralentie, une mesure de densité est faite, suivi d'un premier palier de surcharge. Le piston est lentement introduit et la friction (statique) avec les parois de la colonne est déduite de son déplacement.

Après application de la surcharge, les mesures sont, encore une fois, faites avec une fréquence rapide, qui ralentit par la suite. Le processus se répète pour chaque palier de surcharge. Quand la masse de surcharge appliquée directement sur le piston dépasse 25 kg, le bras de levier est installé. À partir de ce palier de charge, les masses sont placées sur le plateau et la tige du bras de levier. Les paliers de surcharge se succèdent jusqu'à la charge maximale, suivis du déchargement.

2.5.1.2 Essais CGHI

Les essais CCTI donnent des résultats intéressants (présentés et analysés au chapitre 3). Toutefois, la précision des résultats est assez faible quand la contrainte appliquée (avec le piston) est relativement petite par rapport à la friction entre le piston et la paroi interne de la grande colonne. On note aussi que cette façon d'appliquer soudainement la surcharge engendre des fluctuations rapides dans la réponse du système, qui ne sont pas nécessairement compatibles avec la réponse des capteurs et des autres techniques de mesures (voir discussion à la fin du chapitre 4).

Pour tenter de palier à ces inconvénients, il a été décidé de réaliser des essais basés sur l'application incrémentale de gradients hydrauliques verticaux, au lieu des paliers de charges extérieures (poids) appliqués par un piston. Le gradient hydraulique appliqué résulte d'une charge hydraulique différente entre la partie supérieure et la partie inférieure de l'échantillon. Dans ce cas, les effets de friction dus au piston sont éliminés, et les fluctuations du niveau de chargement sont plus graduelles (moins brutales).

Comme nous l'avons mentionné, cette option a été inspirée par la cellule de consolidation hydraulique et d'autres travaux de nature similaire (e.g. Pane et Schiffman, 1997; Sridharan et Prakash, 2001; Kodikara et Rahman, 2002).

Le dispositif expérimental pour les essais en grande colonne avec chargement par gradient hydraulique imposé (CGHI) est essentiellement le même que pour l'essai CCTI. La différence se situe principalement dans la façon d'appliquer les paliers de chargement et aussi dans le fait que la base de la colonne permet le drainage.

La différence entre la charge hydraulique appliquée en haut (en amont) et en bas (à l'aval) de la colonne génère un gradient hydraulique dans l'échantillon. La figure 2.36 présente un schéma de la configuration hydraulique du dispositif.

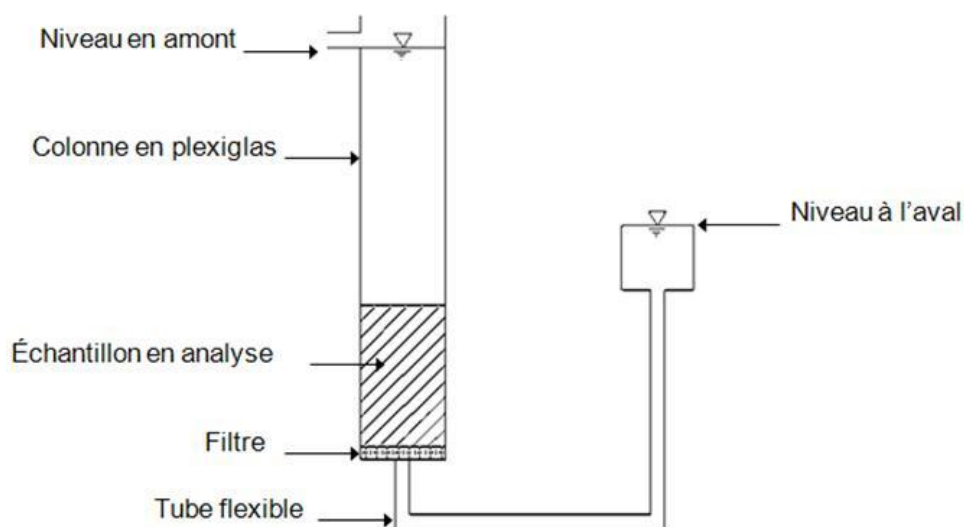


Figure 2.36 : Schéma de l'application d'un gradient hydraulique sur l'échantillon dans l'essai CGHI.

Pour le dispositif modifié, un disque en géotextile a été placé sur un disque perforé à la base de la colonne. L'échantillon de boue est en contact avec le géotextile, qui empêche le passage des particules du matériau. La position d'un robinet, connecté à un tube à la base de la colonne, fixe le niveau d'eau à l'aval. Le débit d'eau sortant est mesuré pendant l'essai.

Le niveau d'eau en amont est fixé au début de l'essai par l'élévation de la surface de l'échantillon puis, quand le matériau commence à se tasser, par le niveau de la surface de l'eau surnageant.

On peut appliquer des gradients plus élevés en remontant le niveau de l'eau jusqu'au niveau supérieur de la colonne. Une cellule de Mariotte fournit l'eau pour maintenir la pression constante. Une pression de surface supérieure à la pression atmosphérique peut aussi être appliquée à l'entrée d'air de la cellule de Mariotte, ce qui permet d'appliquer une pression équivalente à plusieurs mètres de colonne d'eau. Pour certains de nos essais, la cellule de Mariotte a été connectée au circuit d'air comprimé du laboratoire. La pression d'air appliquée est contrôlée par un régulateur de pression des gaz Fairchild® 0 à 68,9 kPa. Ce régulateur de pression permet de fournir une pression d'air constante (choisie).

Le dispositif expérimental peut être monté de l'une ou de l'autre façon, selon le type d'essai souhaité (CCTI ou CGHI).

Dans le cas d'un essai CGHI, on effectue d'abord les mêmes vérifications que celles décrites pour l'essai CCTI.

Une fois la colonne remplie de boue jusqu'au niveau prévu, le niveau de la sortie du robinet à l'aval est fixé au niveau de la surface de la boue dans la colonne, puis le robinet est ouvert. De cette façon, la charge hydraulique est initialement identique à l'amont et à l'aval de l'échantillon. Rappelons ici que la charge hydraulique totale (selon la loi de Bernoulli) est la charge de pression hydrostatique \pm la charge de pression dynamique (négligeable ici) \pm la charge due à l'élévation.

On applique le gradient hydraulique de façon incrémentale, et on mesure la pression interstitielle (différentielle) et la densité. Pour ces mesures, la méthodologie est semblable à celle de l'essai par charges totales.

Quand la dissipation des pressions interstitielles est (quasi) complète, un nouveau gradient hydraulique est imposé sur l'échantillon, après avoir fait une mesure de la densité sur toute la hauteur.

L'application d'un gradient est faite en modifiant le niveau de la colonne d'eau en amont ou celui à l'aval de l'échantillon. La valeur du gradient appliqué est :

$$i = \Delta H / L \quad (2.2)$$

Où :

- i : est le gradient hydraulique appliqué (-);
- ΔH : est la charge hydraulique nette appliquée à l'échantillon (m);

- L : est la distance parcourue par l'eau pour traverser l'échantillon, de l'isobare de plus haute pression à celle de plus basse pression. Dans le cas présent, L (m) est la hauteur de l'échantillon dans la colonne.

Pour augmenter le niveau d'eau dans la colonne, on la remplit d'eau (délicatement, de façon à ne pas remettre en suspension la boue) jusqu'à la partie supérieure. La sortie (robinet) à l'aval est rehaussée au fur et à mesure que le niveau en amont remonte pour ne pas créer une différence de charge hydraulique. La cellule de Mariotte est ensuite branchée à la colonne; à partir de ce moment, le niveau en amont est contrôlé par la cellule de Mariotte.

Le robinet peut être descendu de quelques centimètres pour imposer un premier gradient à l'échantillon. La distance verticale requise pour descendre le robinet est estimée à l'aide de l'équation 2.2.

La hauteur de l'échantillon (L) est mesurée et on choisit le gradient (i) à imposer.

Le gradient imposé induit un écoulement d'eau à travers l'échantillon. Cet écoulement d'eau produit à son tour une variation de u et de σ' , consolidant l'échantillon.

Le tassement de consolidation provoque une diminution de la hauteur de l'échantillon (ΔL). Le gradient imposé sur l'échantillon augmente si la valeur de ΔH n'est pas diminuée en réajustant le niveau du robinet à l'aval. Il faut donc ajuster régulièrement le niveau du robinet de sortie.

Après l'application du gradient hydraulique, on prend les mesures (de pression interstitielle et de teneur en eau) avec une fréquence initiale rapide, pour ralentir par la suite. Le processus se répète pour chaque palier (le gradient imposé est doublé à chaque fois). Les gradients se succèdent jusqu'au gradient maximal. Enfin, le gradient appliqué est diminué (par paliers) pour évaluer le rebondissement et la redistribution des pressions interstitielles.

Le type d'eau utilisé dans le circuit en amont, incluant celle utilisée pour remplir la cellule de Mariotte, mérite un commentaire. La qualité de l'eau (pH, ions présents dans l'eau, sels dissous...) pourrait avoir une influence sur la structure des floes, l'interaction entre les particules qui forment les boues et sur d'autres propriétés, telles que la conductivité hydraulique. Il est donc important de tenir compte des caractéristiques de l'eau utilisée dans la grande colonne. Pour tester cet effet, des essais semblables ont été menés avec de l'eau distillée et avec de l'eau surnageant les boues de traitement. Les résultats montrent que pour ce type d'essai et avec la boue de traitement Selbaie, qu'il ne semble pas y avoir de changements des caractéristiques observées avec l'utilisation de l'eau surnageant ou avec l'eau distillée.

2.6 Dispositifs expérimentaux modifiés et méthodologie des essais complémentaires

À la fin d'un essai en grande colonne, les capteurs de pression sont débranchés et la tuyauterie est retirée. Ensuite, la colonne est enlevée de son support et placée horizontalement sur une table. Un piston (semblable à celui utilisé pour appliquer des charges totales) est utilisé pour contenir la boue plus liquide et afin de pousser pour faire sortir la boue à la base de la colonne.

On prend alors des mesures de la résistance au cisaillement à l'état intact à l'aide d'un scissomètre (même équipement et procédure que dans les essais préliminaires) et on procède à un échantillonnage par tranches de 5cm (distance verticale entre deux points de mesure de la teneur en eau pendant l'essai). La figure 2.37, présente une séquence de la mesure de la résistance au cisaillement non drainée à l'aide du scissomètre.

Des échantillons sont aussi prélevés pour déterminer la teneur en eau et des essais au cône suédois sont faits de façon semblable à ce qu'a été présentée lors des essais préliminaires.

2.6.1 Essais sur des mélanges

Une des composantes secondaires de ce projet était d'évaluer l'effet de divers produits ajoutés aux boues de traitement des eaux acides (DMA). Des essais de sédimentation et de consolidation de la boue mélangée avec ces divers ajouts (i.e. ciment, laitier, cendres volantes, bentonite, rejets fins, et poudre de dolomite) ont été menés. Les matériaux d'ajout testés ont été décrits à la section 2.2.

2.6.1.1 Sédimentation des mélanges

Des essais de sédimentation ont été menés sur la boue de traitement de la mine Selbaie, avec une teneur en solides initiale de 1%.

Le dispositif expérimental était composé de cinq cylindres gradués (de 1000ml) et la caméra numérique Logitech Clicksmart[®] 510. Cette caméra, utilisée conjointement avec le logiciel ConquerCam[®], permet de capter des images selon une fréquence prédéfinie. Les clichés de la position de l'interface (eau/boue) dans le temps sont ainsi obtenus. Ces clichés permettent de suivre plusieurs essais en même temps, en enregistrant le déplacement de l'interface dans le temps pour chaque essai.

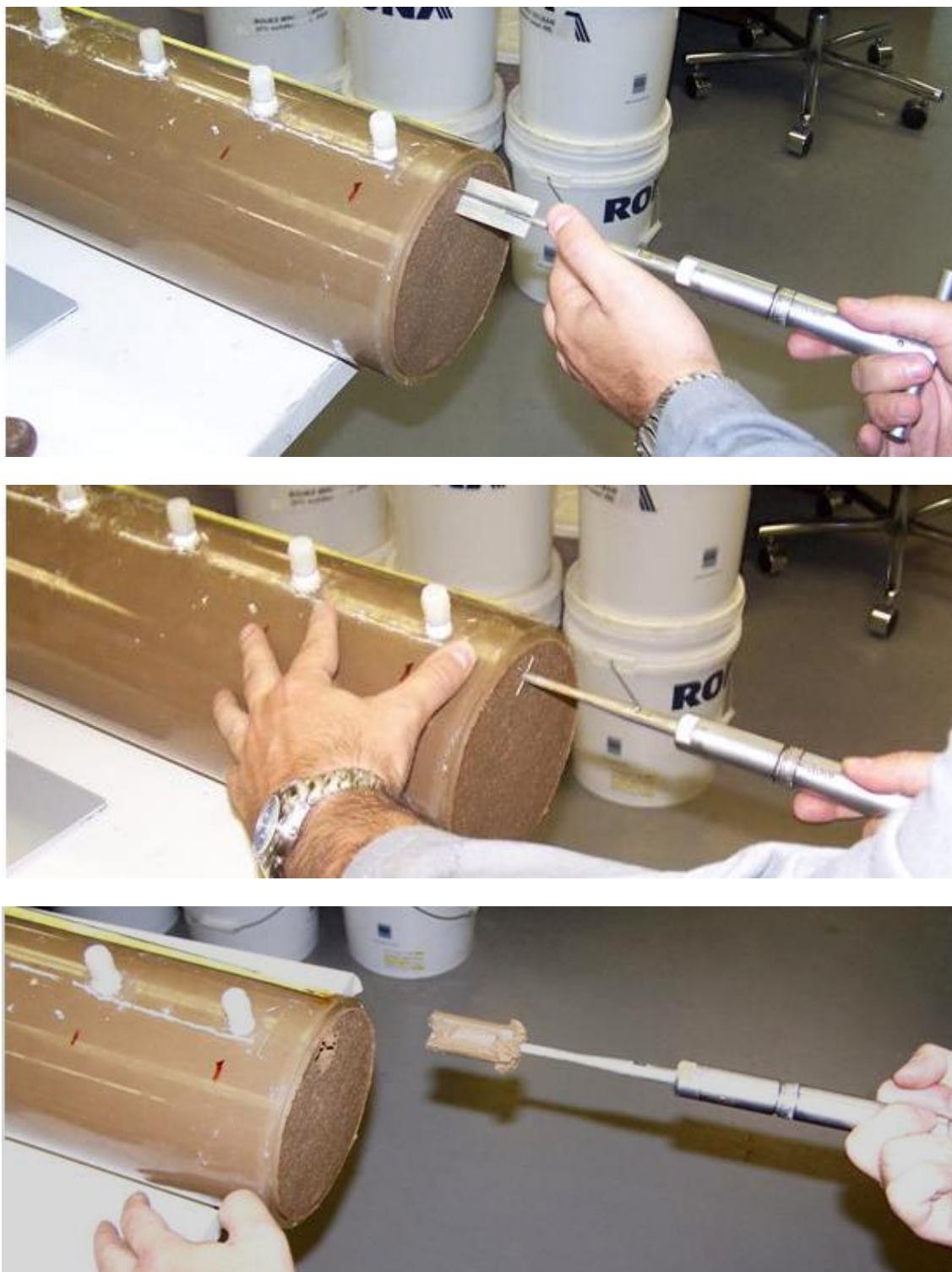


Figure 2.37 : Mesure de la résistance au cisaillement non drainée C_u de la boue à l'aide d'un scissomètre.

La figure 2.38 présente le dispositif expérimental pour les essais de sédimentation.

Les matériaux d'ajout sont disponibles sous forme de poudre sèche. Pour la préparation des échantillons, la poudre du matériau d'ajout à tester est mélangée avec de l'eau pour obtenir la même proportion eau/solide que dans la boue, c'est-à-dire $P = 1 \%$ (teneur en solide). Puis la boue de traitement Selbaie (1 % de solides) et le matériau d'ajout (1 % de solides) sont versés dans des cylindres à différentes proportions : i.e. 2 %, 5 % et 10 % d'ajout.



Figure 2.38 : Photo du dispositif expérimental utilisé pour les essais de sédimentation sur les mélanges de boue amendée.

Une fois que tous les cylindres sont remplis, la caméra numérique et le logiciel de prise de photos sont initialisés. Un à un, les cylindres sont bouchés et agités 30 secondes, afin de remettre en suspension les particules. Une fois qu'un cylindre est remis à sa place, l'essai de sédimentation débute.

Après 2 heures, plus de 90 % du tassement s'est produit dans les cylindres. La fréquence de prise de photos évolue dans le temps jusqu'à la fin de l'essai, qui continue pour un total de 48 heures. Le tassement dans le temps pour chaque cylindre est obtenu par l'observation des clichés

enregistrés. Les résultats des essais faits à l'aide de ce dispositif expérimental sont présentés au chapitre 3.

2.6.1.2 Compression des mélanges en petites colonnes

Des essais de compression en petite colonne sur les mélanges ont été faits avec le dispositif expérimental (figure 2.26) déjà présenté (section 2.3.2.2), en suivant la même méthodologie. Une préparation particulière de l'échantillon de la boue de traitement avec les ajouts minéraux est requise.

La boue de traitement Selbaie la plus dense est homogénéisée dans les chaudières et échantillonnée pour déterminer la densité de pulpe, soit $P = 10,5 \%$ ($w = 850 \%$; $e = 25$). Cette boue est mélangée avec les matériaux d'ajout à l'état de poudre sèche. Pour la préparation des échantillons, la poudre du matériau d'ajout est mélangée avec de l'eau pour obtenir une densité de pulpe semblable à celle de la boue, c'est-à-dire $10,5 \%$. Puis la boue de traitement Selbaie et le matériau d'ajout sont versés dans les colonnes à différentes proportions; i.e. 0% (sans ajout), 1% et 2% d'ajout. Le minéral en poudre est introduit directement dans la boue et le mélange homogénéisé par un agitateur mécanique. Ces mélanges sont placés dans les petites colonnes tel qu'expliqué précédemment. Trois essais peuvent être menés (en même temps). La suite de l'essai est présentée à la section 2.3.2.2.

À la fin des essais, les trois résultats ont été comparés pour déterminer l'influence des ajouts dans le processus de consolidation. Les résultats de ces essais sont présentés au chapitre 3.

2.6.2 Essais en perméamètre à paroi rigide

Il y avait un fort intérêt à déterminer la conductivité hydraulique (k) par une méthode « classique » pour des fins de comparaison avec les valeurs de k de la boue de traitement mesurées dans les grandes colonnes. La perméamétrie à paroi rigide a été retenue.

La norme ASTM D5856 – 95 (2007) décrit la procédure d'essai, en conditions à charge constante et à charge variable. L'essai à charge constante est plus utilisé pour les sols avec un k plus grand ($\geq 10^{-7}$ m/s) et celui à charge variable est plus utilisé pour des valeurs de k plus petites ($\leq 10^{-7}$ m/s). Les deux types d'essais ont été réalisés ici.

Dans le cas de la boue de traitement, la norme de mise en place a été suivie, sans compactage. On a estimé ici que la boue de traitement a une saturation proche de 100% . La figure 2.39, montre le

moule (classification P1, dans le laboratoire de la Chaire CRSNG Polytechnique-UQAT à l'École Polytechnique de Montréal) utilisé pour les essais.

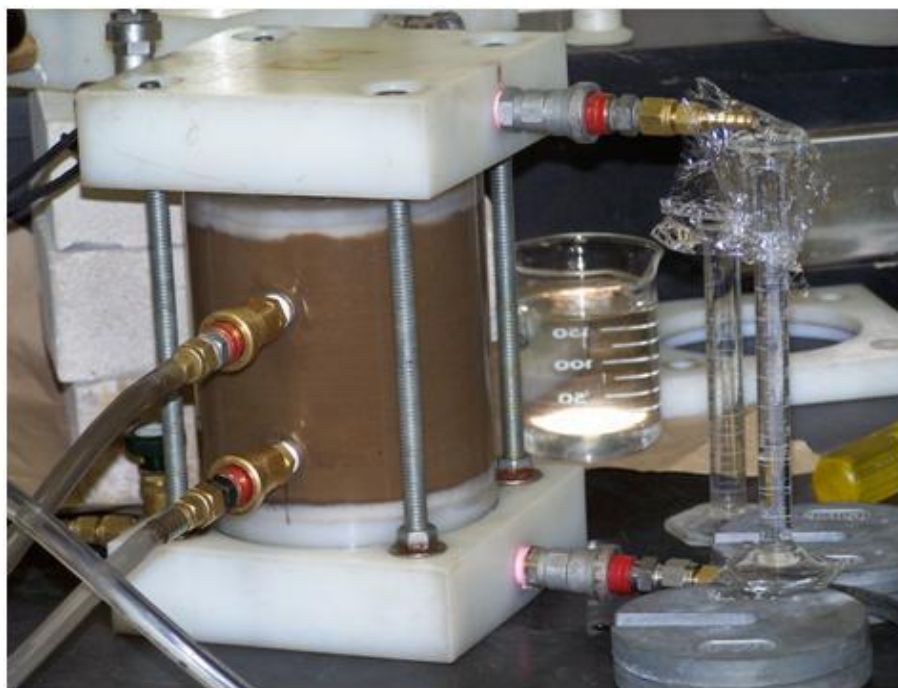


Figure 2.39 : Photo du moule P1, utilisé pour l'essai au perméamètre à paroi rigide.

Ce moule a un diamètre interne de 10,3 cm et fait 15 cm de hauteur.

La boue de traitement a été déversée dans le moule avec un indice des vides connu ($e = 25$). Puis la boue a été consolidée pour obtenir la valeur de la conductivité hydraulique pour différents indices des vides. La boue a été consolidée dans la même moule à l'aide d'un piston perforé avec un disque de géotextile (semblable à celui utilisé dans la grande colonne).

La méthode de calcul présentée dans la norme a été suivie pour estimer la conductivité hydraulique. Les valeurs de la conductivité hydraulique obtenues à l'aide du perméamètre à paroi rigide sont présentées au chapitre suivant.

CHAPITRE 3 PRÉSENTATION DES RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX ET ANALYSE PRÉLIMINAIRE

Une série d'essais a été menée à l'aide des dispositifs expérimentaux présentés au chapitre 2, en suivant les procédures expérimentales exposées au même chapitre. Les matériaux analysés ont aussi été décrits au début du chapitre 2.

Les principaux résultats d'un essai préliminaire sont présentés en premier lieu dans ce chapitre, avec une évaluation des données obtenues. On présente ensuite les principaux résultats des essais en grande colonne menés avec la version modifiée du montage et des procédures expérimentales. Ceci est suivi des résultats des essais complémentaires. Une analyse préliminaire de ces résultats expérimentaux est présentée par la suite; une analyse plus poussée est incluse au chapitre 4, en complément des simulations numériques qui y sont montrées.

3.1 Résultats d'un essai préliminaire

Les résultats d'un des deux essais préliminaires (essai P2) menés avec le dispositif expérimental et la procédure qui ont été décrits à la section 2.3.2, sont présentés dans ce qui suit.

Pour cet essai, la hauteur initiale de l'échantillon de boue Inmet versée dans la colonne était de 0,955 m. Après la consolidation sous poids propre, trois paliers de surcharge ont été appliqués, soit 3,8 kPa, 7,3 kPa et 14,6 kPa (correspondant à des masses ajoutées de 10, 17 et 30 kg respectivement); l'essai comprenait aussi une étape de décharge.

La figure 3.1 montre la position de l'interface (eau/boue) en fonction du temps. Il peut être observé dans cette figure que les courbes ont une allure semblable lors de chaque étape. Lors de la décharge, le rebondissement est petit (2 mm) et il se produit rapidement (dans les minutes qui suivent).

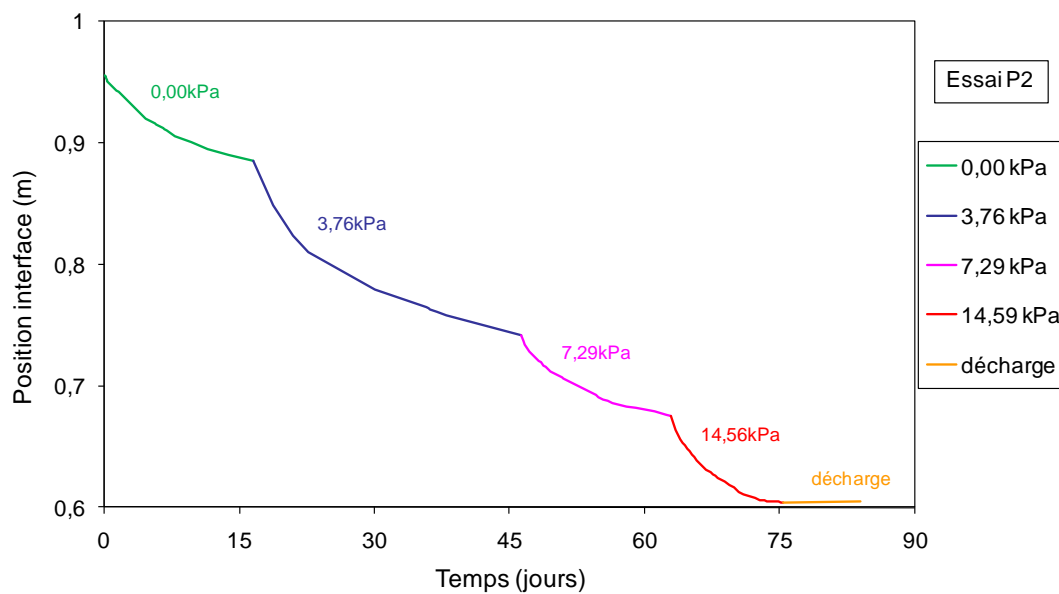


Figure 3.1 : Mesure de la hauteur de l'interface eau/boue (par rapport au bas de la colonne) en fonction du temps pour l'essai préliminaire P2.

La figure 3.2 présente l'évolution des pressions interstitielles dans le temps. On note les pics de pression qui se produisent, avec une augmentation quasi-instantanée de la pression interstitielle dans tout l'échantillon lors de l'application de chaque palier de surcharge. Après ce pic, la pression interstitielle se dissipe graduellement. Une diminution de la pression interstitielle peut être observée au jour 69, coïncidant avec la décharge. La pression interstitielle en excès se dissipe alors en moins d'une journée.

La figure 3.3 présente l'évolution des profils de densité. Dans la première phase (à gauche), on voit deux profils correspondant au début de l'essai (30 min) et un autre à la fin de l'étape de consolidation sous poids propre (18 j). On voit aussi trois profils de densité pour chaque palier de surcharge.

Rappelons ici que le drainage est possible seulement vers le haut de l'échantillon, le fond de la colonne étant imperméable. Conséquemment, il peut être observé (figure 3.3) que la densité augmente plus rapidement pour les positions plus élevées dans la colonne, alors que les variations de densité sont moindres plus en profondeur.

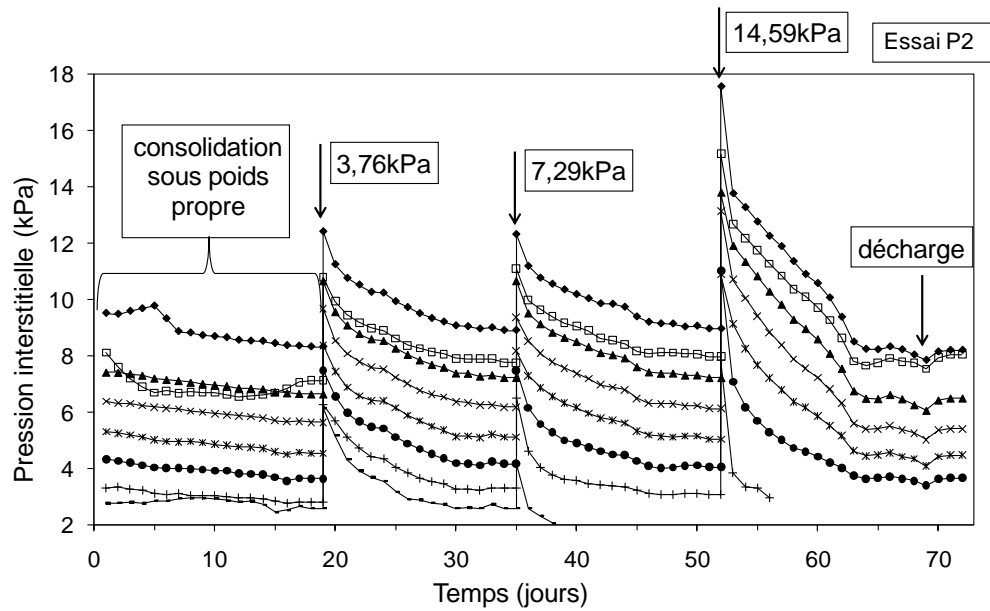


Figure 3.2 : Pressions interstitielles en fonction du temps (essai P2).

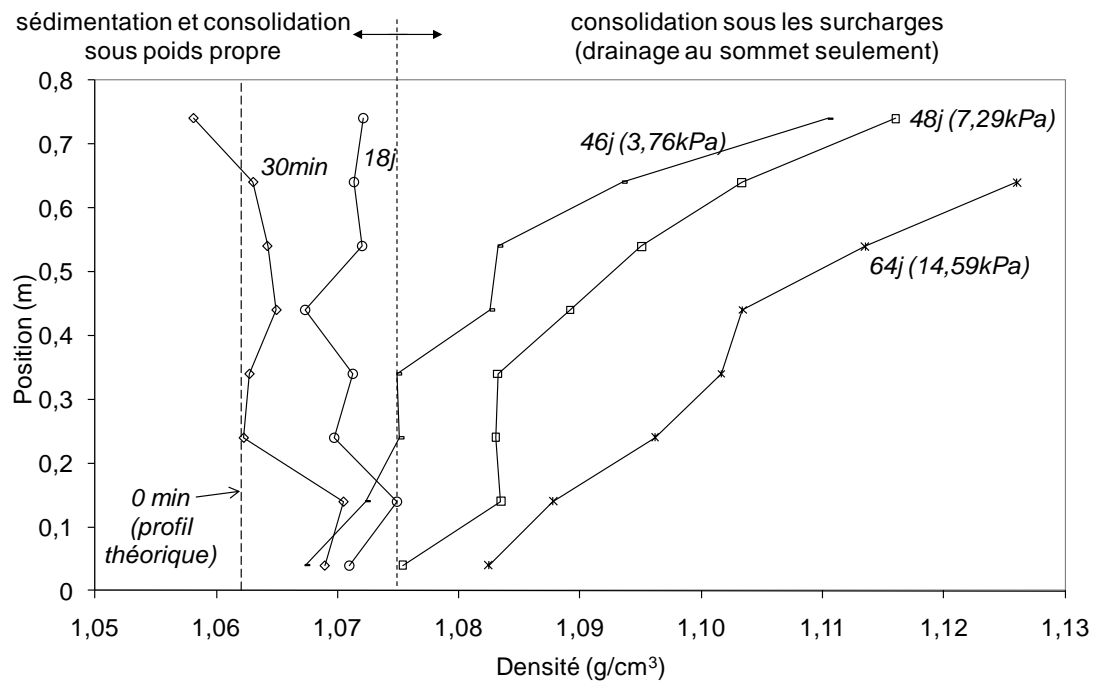


Figure 3.3 : Évolution des profils de densité, avant et après l'application des surcharges.

3.1.1 Analyse de l'essai préliminaire

On présente ici une analyse (relativement sommaire) des résultats de l'essai préliminaire. Cette analyse est semblable à celles présentées par Dromer (2004). On compare ici les résultats de deux essais analogues (même matériau et dispositif expérimental semblable) faits par deux opérateurs (i.e Dromer et l'auteur).

L'analyse est basée sur l'application de la théorie de consolidation hydrodynamique de Terzaghi (1943), présentée au chapitre 1, pour chaque étape de chargement. Les étapes de calcul pour déterminer les paramètres identifiés au tableau 3.1 sont présentées ci-dessous.

Le coefficient de consolidation (c_v) a été estimé à partir de l'équation différentielle de Terzaghi (1943) :

$$\frac{\partial u}{\partial t} - c_v \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = 0 \quad (3.1)$$

La valeur du coefficient de consolidation (c_v) peut être déterminée selon les variations de la pression interstitielle pour chaque position au cours du temps. Ces variations sont connues aux points de mesure de la pression interstitielle pour toute la durée de l'essai. Une routine de calcul a été développée avec le logiciel Matlab[®] pour traiter ces données de pression interstitielle. Expliquée de façon abrégée, cette routine de calcul ajuste un polynôme de deuxième degré pour chaque série de mesures de la pression interstitielle dans le temps (i.e. fonction $u-t$) et un polynôme de degré trois pour les mesures de la pression interstitielle pour chaque temps pour lequel la mesure a été enregistrée, et ceci pour chaque palier de surcharge (fonction $u-x$). L'avantage d'utiliser ces fonctions polynomiales ajustées aux résultats expérimentaux est que les dérivées sont explicites et simples à calculer. La valeur de c_v est ensuite obtenue par l'équation 3.1.

On détermine aussi le coefficient de compressibilité (a_v) qui représente la pente de la courbe de compression $e = f(\sigma')$; sa formulation est :

$$a_v = \frac{-de}{d\sigma'} \quad (3.2)$$

Lors des essais, les valeurs de e ont été déterminées grâce au système de mesure de la densité (en g/m^3), aux mêmes positions que la mesure de la pression interstitielle. Les valeurs de la contrainte effective σ' ($= \sigma_i - u$, en kPa) sont elles aussi déduites des mesures de densité, en prenant en

compte la pression exercée par le piston (pour les paliers de surcharge), le poids de la couche de boue entre deux points de mesure de la pression interstitielle et la différence de pression interstitielle entre ces deux points. Les valeurs sont ajustées à une fonction du type loi de puissance ($e = \sigma'^n$) pour laquelle on calcule sa dérivée. Les valeurs de a_v ont ainsi été calculées à l'aide de l'équation 3.2 pour les pas de temps correspondant à la mesure de la pression interstitielle et de la densité.

La conductivité hydraulique k peut ensuite être estimée à l'aide de l'équation suivante (Terzaghi, 1943; Bowles, 1984) :

$$k = \frac{c_v \cdot \rho_w \cdot g \cdot a_v}{1 + e_0} \quad (3.3)$$

Où :

- k : conductivité hydraulique saturée (L/T) ;
- c_v : coefficient de consolidation (L^2/T) ;
- ρ_w : masse volumique du fluide (M/L^3) ;
- g : accélération gravitationnelle (L/T^2) ;
- a_v : coefficient de compressibilité (LT^2/M) ;
- e_0 : indice des vides au début de l'incrément de charge (L^3/L^3).

Les valeurs du coefficient de consolidation c_v et du coefficient de compressibilité a_v servent à estimer les valeurs de la conductivité hydraulique à l'aide de l'équation 3.3.

On détermine également l'indice de compressibilité C_c , défini par l'équation (Holtz et al., 2010) :

$$C_c = \frac{-de}{d \log \sigma'} \quad (3.4)$$

Les valeurs de C_c ont été estimées avec les relations expérimentales ($e = \sigma'^n$) et l'équation 3.4; cette valeur du coefficient C_c peut aussi être reliée à celle de coefficient a_v .

Le tableau 3.1 résume les valeurs obtenues de notre essai préliminaire comparées avec les résultats d'un essai réalisé par Dromer (2004) sur le même matériau. À noter que les plages des

valeurs de l'index de compression (C_c) présentées dans le tableau ont été estimées par Dromer (2004) à l'aide d'une relation empirique entre les valeurs de l'indice de compressibilité et l'indice des vides (McCarthy, 2002).

Tableau 3.1 : Paramètres géotechniques (consolidation) de deux essais en colonne menés sur la boue de traitement Inmet; les valeurs de ces paramètres varient avec e et σ' .

	Dromer (2004)	essai préliminaire P2
c_v (m ² /s)	5×10^{-8} à 2×10^{-4} (e varie de 15 à 26)	6×10^{-9} à 2×10^{-5} (e varie de 16 à 36)
c_v moyen (m ² /s)	4×10^{-7}	3×10^{-7}
a_v (kPa ⁻¹)	-0.3 à -1.5	-1.0 à -2.1
k (cm/s)	3×10^{-5} à 3×10^{-6}	2×10^{-5} à 8×10^{-6}
C_c	3 à 10 (estimée)	7 à 16 (mesurée)

On constate que les paramètres obtenus de l'essai P2 sont généralement assez proche (du même ordre de grandeur) que ceux obtenus par Dromer (2004). Les valeurs estimées pour l'indice de compression C_c sont différentes, mais les méthodes utilisées sont aussi différentes (estimation indirecte pour Dromer, 2004, et mesure directe ici).

La bonne concordance de ces résultats indique que le montage reconstruit pour ce projet semble bien fonctionner. Toutefois, comme on l'a vu au chapitre 2, certains ajustements y ont été apportés afin d'améliorer la précision de certaines mesures et pour compléter l'étude expérimentale de la consolidation des boues par une technique alternative pour la mise en charge (avec un gradient hydraulique contrôlé).

3.1.2 Essais de caractérisation complémentaires

Des essais de caractérisation ont aussi été menés sur les boues à la fin des essais en colonne présentés dans la section qui précède. La figure 3.4 présente les résultats des mesures de la résistance au cisaillement non drainée C_u , obtenues au scissomètre et au cône suédois, en fonction de la teneur en eau w et de l'indice des vides e .

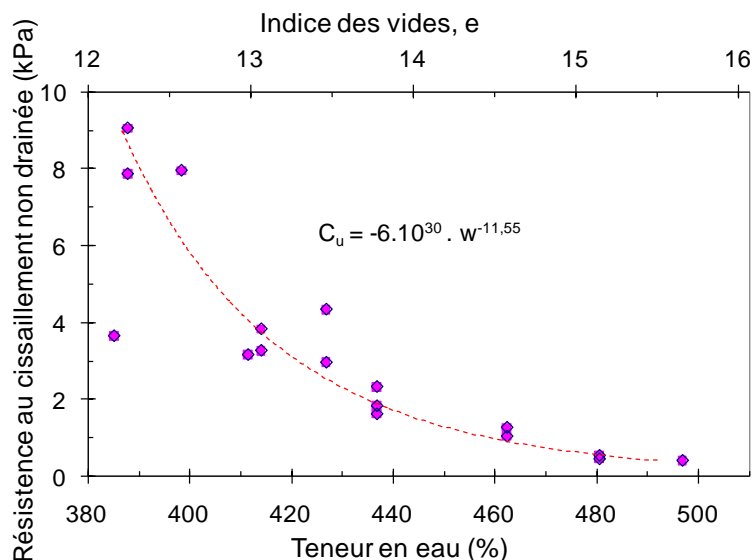


Figure 3.4 : Variation de la résistance au cisaillement non drainée C_u en fonction de la teneur en eau et de l'indice de vides de la boue (essai P2 sur les boues Inmet).

Sur la figure 3.4, on voit que la valeur de C_u diminue lorsque w augmente. Cela signifie que la résistance de la boue est plus élevée dans le haut de la colonne que dans les portions inférieures. La sensibilité de la boue a aussi été estimée selon une approche utilisée pour les argiles. La sensibilité est définie comme le rapport entre la résistance au cisaillement au pic dans des échantillons « intacts » et la valeur à l'état remanié. La sensibilité S_T des argiles « peu sensibles » varie de 1 à 4; les argiles avec des sensibilités de 4 à 8 sont considérées comme « sensibles »; les argiles avec $S_T > 8$ sont considérées comme « très sensibles » (e.g. Craig, 1992).

Le rapport entre les valeurs de la résistance au cisaillement sur un échantillon intact et sur le même échantillon remanié par la suite, permet d'estimer la sensibilité de la boue. Les valeurs de sensibilité obtenues varient de 1,4 (pour les teneurs en eau les plus grandes) à 5,4 (pour les teneurs en eau les plus faibles). La boue Inmet présenterait donc un comportement peu sensible à sensible (pour les conditions considérées ici).

Des essais (décrits au chapitre 2) de compression en petites colonnes ont aussi été réalisés. La figure 3.5 présente les résultats d'un de ces essais en petite colonne. Pour l'essai présenté ici, la contrainte maximale a été de 116 kPa. Une phase de décharge suit la charge maximale, jusqu'à une décharge totale. La courbe de consolidation de la boue Inmet montrée à la figure 3.5 a une allure assez typique d'une courbe de consolidation observée pour les argiles (très) molles

normalement consolidées. L'indice de compression C_c a été estimé à 4,1 et l'indice de recompression C_r à 0,6. La valeur de C_c est inférieure à celles rapportées pour l'essai P2 (tableau 3.1), ce qui est normal puisque l'indice des vides de la boue est plus petit dans les essais en petites colonnes. Rappelons aussi que la contrainte maximale dans l'essai P2 est inférieure à 15 kPa, alors que dans l'essai de compression en petite colonne, la contrainte effective dépasse 100 kPa. On note aussi que la valeur de C_c de 4,1 obtenue pour la boue est plus grande que les valeurs typiquement obtenues pour les argiles molles (e.g. Bowles, 1984; McCarthy, 2002), qui ont des indices des vides beaucoup plus petits que la boue de traitement.

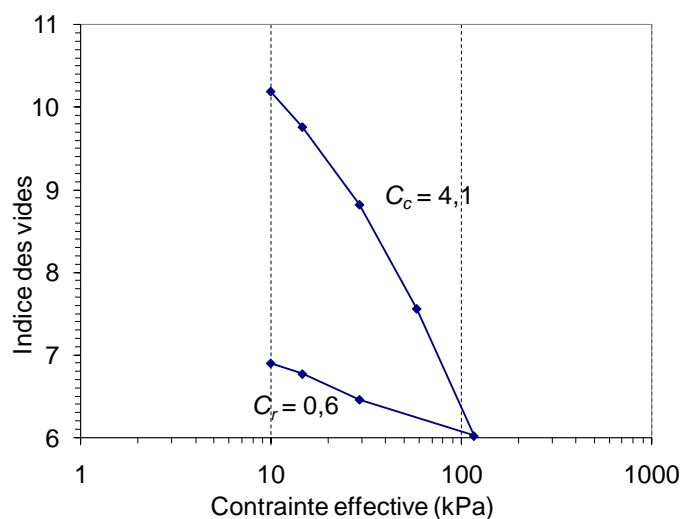


Figure 3.5 : Résultat d'un essai de consolidation en petite colonne avec la boue Inmet.

Après le démontage de la petite colonne, une mesure de la résistance au cisaillement non drainée (C_u) a été tentée à l'aide d'un scissomètre, mais l'échantillon s'est fracturé en morceaux. Des valeurs de C_u de 45 kPa ($w = 270\%$) ont été estimées à l'aide du cône suédois sur les morceaux de l'échantillon obtenu à la fin de l'essai de consolidation en petite colonne; cette valeur est compatible avec la tendance observée à la figure 3.4.

Mentionnons enfin que le programme expérimental comportait aussi des mesures de la résistivité électrique des boues récupérées des grandes colonnes, selon une approche (et avec des équipements) de géophysique (i.e. électrodes avec arrangement de Wenner; Chouteau et Gloagen, 2003). Les résultats de ces mesures ne sont toutefois pas concluants, et ils ne sont pas présentés ici.

3.2 Résultats des essais en grandes colonnes

Les résultats des essais dans la grande colonne instrumentée, montée avec les modifications aux dispositifs expérimentaux (décrites au chapitre 2) sont présentés dans l'ordre suivant : un essai CCTI (chargement par contrainte totale imposée) sur le kaolin et un sur la boue de traitement de la mine Selbaie; un essai CGHI (chargement par gradient hydraulique imposée) sur le kaolin et un autre essai sur la boue de Selbaie. Plusieurs essais de chaque type ont été réalisés sur la boue de traitement, mais un seul essai de chaque type sera présenté en détail dans ce chapitre. Les autres résultats des essais en colonne sont disponibles dans l'annexe 5. L'analyse des résultats qui sera présentée plus tard tient compte des résultats de tous les essais. Les résultats des essais complémentaires sont présentés après ceux obtenus des essais en grande colonne.

3.2.1 Essais avec chargement par contrainte totale imposée (CCTI)

Les mesures expérimentales obtenues directement des essais sont présentées dans ce qui suit pour chaque type d'essai. Celles-ci incluent les mesures de la position de l'interface eau/boue, les pressions interstitielles différentielles et les teneurs en eau (déduites de la mesure de la densité). Par la suite, on présente les paramètres hydro-géotechniques déduits de ces mesures, en insistant surtout sur la phase de consolidation.

3.2.1.1 Essai CCTI sur le kaolin

L'essai débute une fois la colonne remplie avec la boue de kaolin ayant une densité de pulpe $P = 30,1 \%$ ($e = 5,79$; $w = 232\%$). La figure 3.6 présente le déplacement de l'interface eau/boue pour la durée de l'essai.

Il peut être observé sur la figure 3.6 que le tassement de sédimentation et consolidation sous poids propre de la boue est d'une ampleur comparable à celle de tous les autres paliers de chargements qui suivent (i.e. 30 à 50 cm). Les tendances sont les mêmes pour chaque palier, avec une vitesse de déplacement de l'interface plus élevée au début, suivi d'un ralentissement progressif par la suite (jusqu'à une stabilisation associée la dissipation des surpressions).

La figure 3.7 présente les profils de teneur en eau avant et après l'application des surcharges pour l'essai CCTI sur le kaolin.

Il peut être observé que, pour les étapes de sédimentation et de consolidation sous poids propre, la teneur en eau w est réduite par un facteur de deux environ (figure 3.7). L'application des

surcharges favorise la baisse de w , surtout dans le haut de la colonne (associée à une augmentation de densité).

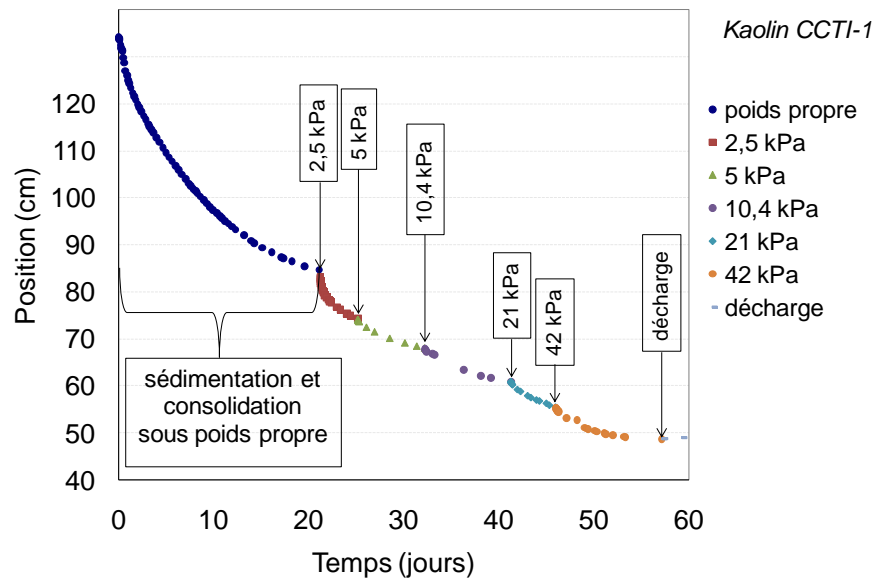


Figure 3.6 : Mesure de la position de l'interface eau/boue en fonction du temps durant l'essai CCTI sur le kaolin pour divers niveaux de mise en charge.

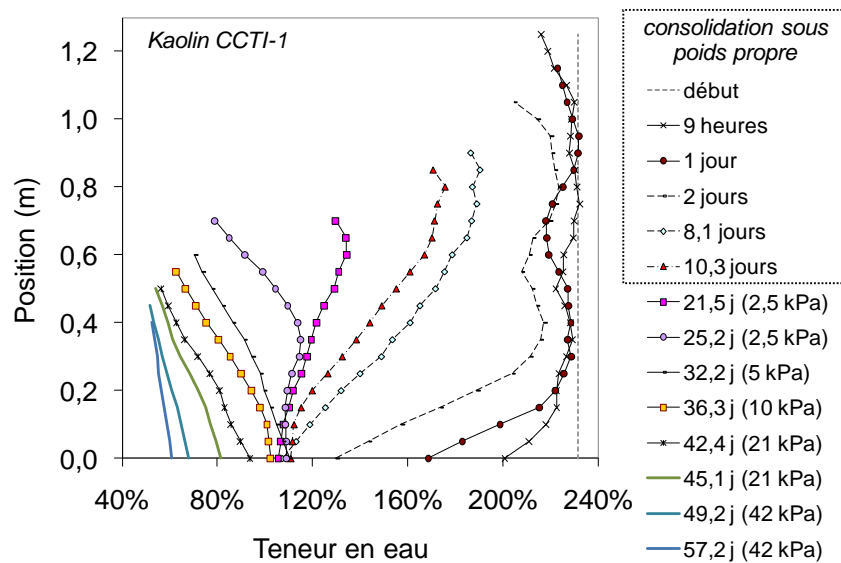


Figure 3.7 : Évolution des profils de teneur en eau avant et après l'application des surcharges pour l'essai CCTI sur le kaolin.

La figure 3.8 présente l'évolution des pressions interstitielles différentielles durant l'essai CCTI. Sur cette figure on voit que les pressions interstitielles augmentent soudainement à chaque palier de mise en charge, avant de brasser pas la suite.

Au début de l'essai, les pressions interstitielles générées par le poids propre sont très faibles.

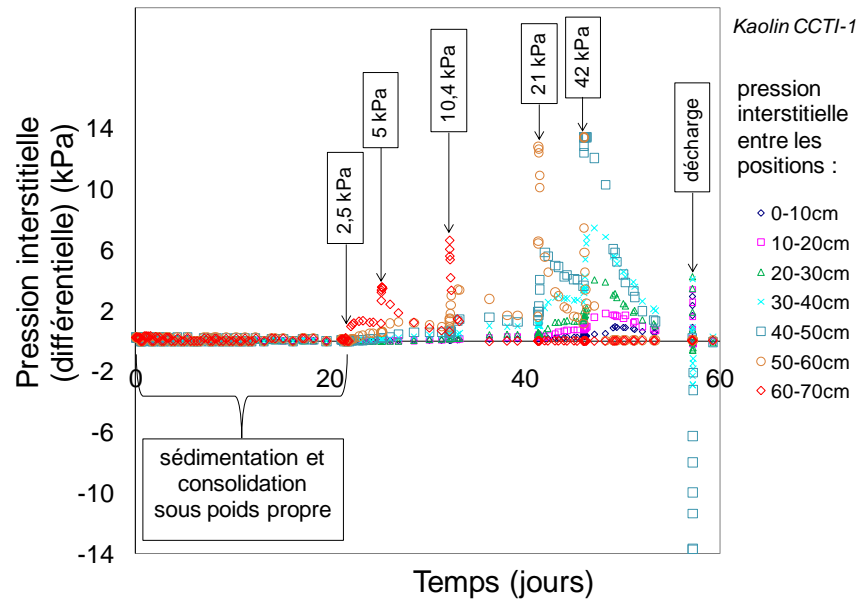


Figure 3.8 : Pressions interstitielles différentielles entre deux points de mesure en fonction du temps pour l'essai CCTI sur le kaolin, pour divers niveaux de mise en charge.

La dissipation des pressions interstitielles en excès u_e ($= u - \gamma_w z$, où u est la pression interstitielle mesurée, γ_w est le poids volumique de l'eau et z est la hauteur de la colonne d'eau) durant cette étape initiale de l'essai est présentée sur la figure 3.9 sur une échelle qui permet de mieux percevoir les variations.

Sur la figure 3.9, la ligne « début » indique la pression interstitielle en excès au début de l'essai; celle-ci est calculée à partir de la différence entre la pression hydrostatique générée par une colonne d'un fluide d'une densité identique à celle de la boue de kaolin ($u_0 + u_e = \gamma_{sat} z$) et la pression hydrostatique générée par une colonne d'eau ($u_0 = \gamma_w z$), en considérant la hauteur initiale de la boue de kaolin dans la colonne d'essai. On constate ici que cette courbe théorique de u_e est très proche des valeurs mesurées après 10 heures.

L'évolution des pressions en excès u_e reflète ici le changement des contraintes effectives dans l'échantillon (i.e. $-\Delta u_e = \Delta \sigma'$, tel que discuté au chapitre 2).

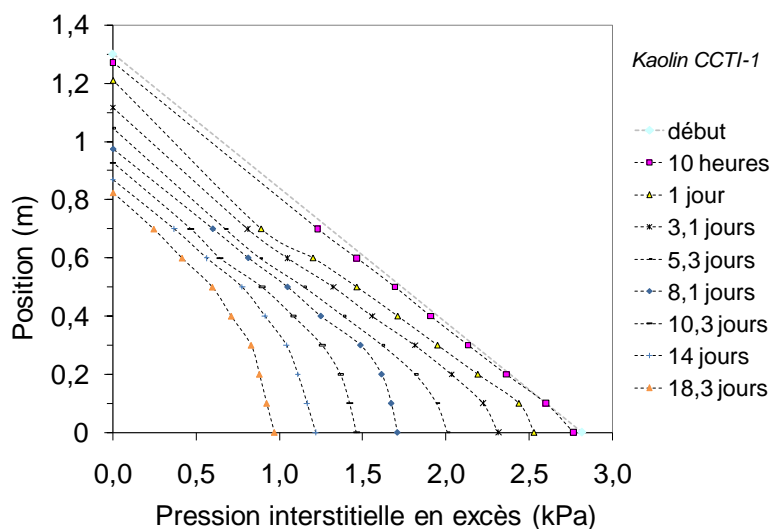


Figure 3.9 : Évolution des pressions interstitielles en excès u_e durant l'étape de consolidation sous poids propre pour le kaolin.

Dans les étapes qui suivent, les paliers de surcharges appliqués produisent chaque fois un pic de pression qui coïncide avec chaque nouvelle surcharge (figure 3.7). Ces pressions se dissipent par la suite. Comme on l'a mentionné, la vitesse de tassement est grande au début d'un palier pour diminuer par la suite, en correspondance avec la dissipation des pressions d'eau (figures 3.6 et 3.8).

Les profils de teneur en eau présentés à la figure 3.7 montrent une diminution importante de $w(\%)$, particulièrement au bas de l'échantillon lors des premiers jours. Toutefois, après l'étape de consolidation sous poids propre, on observe que les profils de $w(\%)$ montrent aussi une diminution importante de $w(\%)$ dans la partie supérieure de l'échantillon, là où se fait le drainage à travers le piston. La pression se dissipe donc plus rapidement dans la partie supérieure, ce qui permet le développement des contraintes effectives qui consolident plus rapidement cette portion de l'échantillon.

À la fin de l'essai, les surcharges sont enlevées par paliers de déchargement. À la figure 3.8, on peut observer un pic de pression négative pour les capteurs situés proche de la base de la colonne; ces pressions sont dissipées par la suite. Le rebondissement mesuré (2 mm) est faible (inférieur à celui attendu). La friction statique entre la paroi et le piston pourrait imposer une restriction au rebondissement de l'échantillon.

3.2.1.2 Essais CCTI sur la boue de traitement Selbaie

L'essai CCTI débute une fois la colonne remplie avec la boue de traitement du site minier Selbaie, ayant une densité de pulpe P de 7,3 % ($e = 37,27$; $w = 1263\%$). La figure 3.10 présente le déplacement de l'interface eau/boue pour la durée de l'essai. Sur cette figure, on note que la pente est plus raide juste après l'augmentation du gradient hydraulique (à chaque palier); toutefois, le tassement se stabilise assez rapidement.

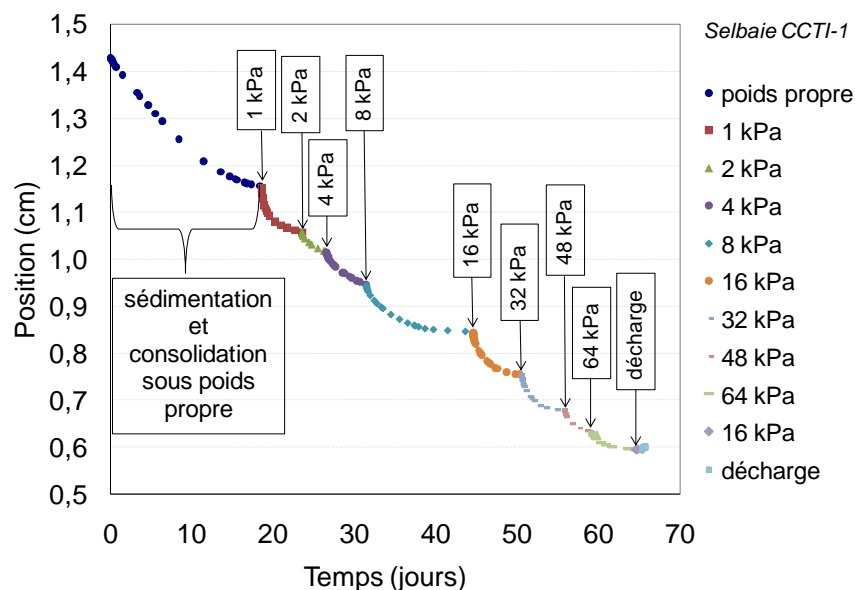


Figure 3.10 : Mesure de la position de l'interface eau/boue en fonction du temps durant l'essai CCTI sur la boue de traitement Selbaie, pour divers niveaux de mise en charge.

La figure 3.11 présente l'évolution des profils de teneur en eau et la figure 3.12 présente les variations des pressions interstitielles différentielles dans le temps.

Le comportement de l'échantillon de boue de traitement présente un comportement général assez semblable à celui du kaolin. Toutefois, il peut être noté qu'après l'application d'un palier de surcharge, le tassement se produit plus rapidement avec la boue de traitement (figure 3.10) que pour le kaolin (figure 3.6). Ceci correspond à une dissipation plus rapide des pressions interstitielles (figure 3.12). Il peut aussi être observé que le tassement à l'étape de sédimentation et consolidation sous poids propre est plus petit pour l'essai sur la boue de traitement que pour le kaolin.

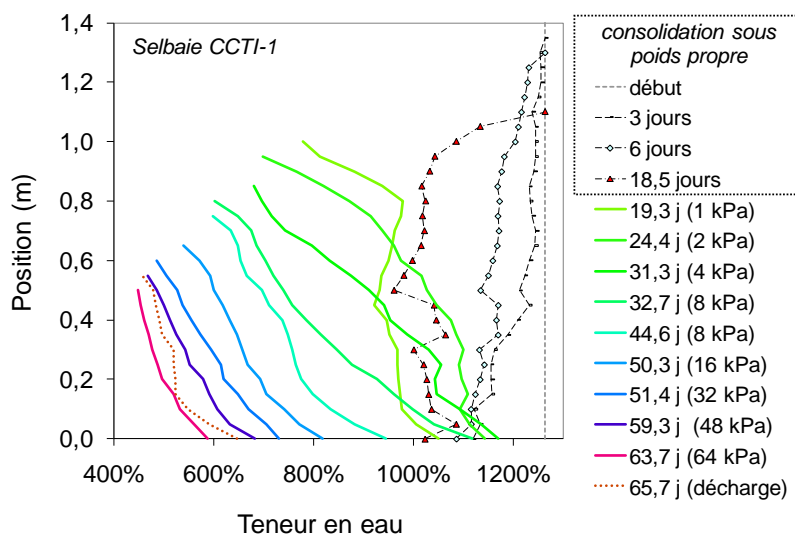


Figure 3.11 : Évolution des profils de teneur en eau avant et après l'application des surcharges pour l'essai CCTI sur la boue de traitement Selbaie.

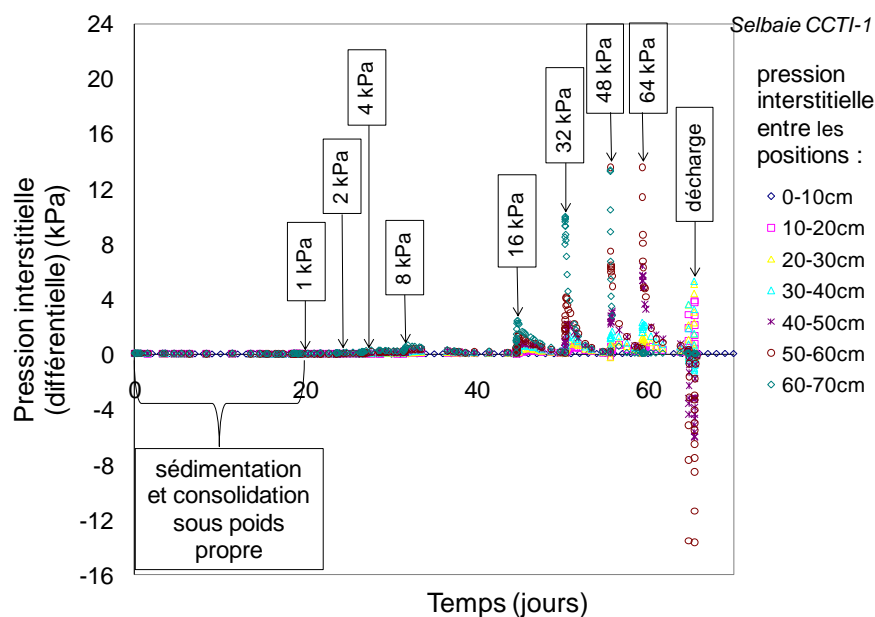


Figure 3.12 : Pressions interstitielles différentielles entre deux points de mesure en fonction du temps pour l'essai CCTI sur la boue de traitement Selbaie, pour divers niveaux de mise en charge.

Les valeurs de teneur en eau w plus élevées observées au bas (étape de consolidation sous poids propre, figure 3.11) peuvent être expliquées par un tassement plus rapide proche de la base de

l'échantillon et plus lent vers la mi-hauteur de la colonne, conformément à la description des processus présentée par Imai (1980, 1981 – voir figures 1.11 et 1.12). Cet effet disparaît dans la suite de l'essai. On observe aussi sur la même figure une augmentation de la teneur en eau à la base de l'échantillon lors du passage à un nouveau palier de surcharge. Ceci peut être dû à une augmentation de la pression interstitielle qui provoque une diminution des contraintes effectives et une augmentation de la porosité.

La dissipation des faibles pressions interstitielles en excès u_e durant l'étape initiale de l'essai est présentée sur la figure 3.13. En comparant la figure 3.13 avec la figure correspondant pour l'essai sur le kaolin (figure 3.9), on peut voir que les surpressions interstitielles se dissipent plus rapidement dans le cas de la boue de traitement.

Dans ce cas, les différentes valeurs présentées à la figure 3.13 ont pu être mesurées grâce à la grande sensibilité des capteurs de pression différentielle (ce qui n'aurait pas été possible avec le montage original en raison de capteurs de pression moins précis).

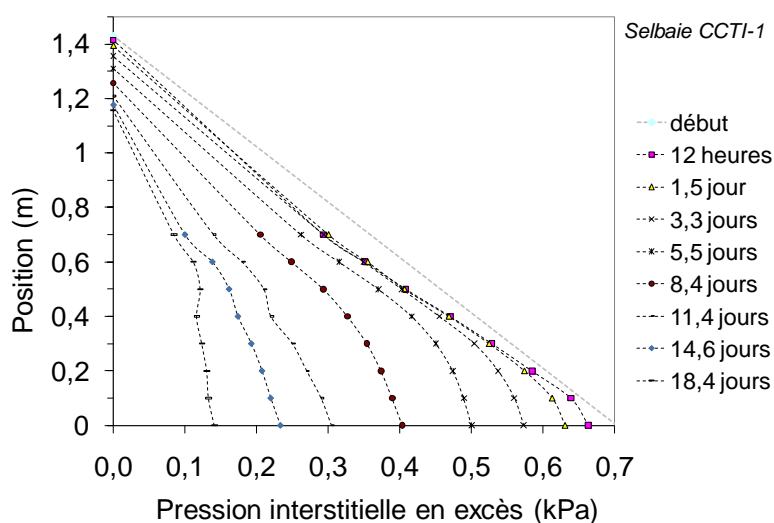


Figure 3.13 : Dissipation des pressions interstitielles en excès u_e durant l'étape de consolidation sous poids propre pour la boue de traitement Selbaie (essai CCTI).

3.2.2 Essais avec chargement par gradient hydraulique imposé (CGHI)

Les essais CGHI ont été réalisés avec le dispositif décrit au chapitre 2. Outre la façon d'appliquer les surcharges, la principale modification dans la configuration de l'essai est que l'échantillon est drainé à la base de la colonne, ce qui permet un contrôle de la pression interstitielle au bas. Dans ce type d'essai, les surcharges sont imposées à partir des gradients hydrauliques.

3.2.2.1 Essai CGHI sur le kaolin

L'essai CGHI en grande colonne débute une fois la colonne remplie ayant la boue de kaolin une densité de pulpe P de 30% ($e = 5,85$; $w = 234\%$). La figure 3.14 présente le déplacement de l'interface eau/boue pour la durée de l'essai.

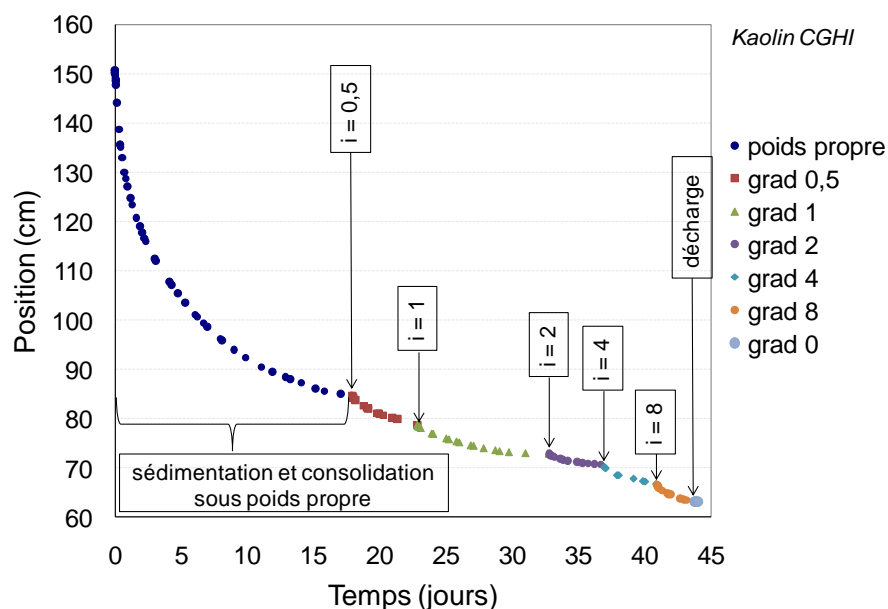


Figure 3.14 : Mesure de la position de l'interface eau/boue en fonction du temps durant l'essai CGHI sur le kaolin pour divers niveaux de mise en charge.

La courbe présentée par la figure 3.14 pour la phase de sédimentation et consolidation sous poids propre est assez semblable à celle de la figure 3.6. Cependant, pour la suite de l'essai, la courbe après l'application de chaque surcharge hydraulique est différente, avec un changement moins abrupt et une pente plus faible sur la figure 3.14 que pour le cas avec chargement mécanique (figure 3.6).

La figure 3.15 présente l'évolution des profils de teneur en eau. Ces courbes montrent une évolution de la densité qui est différente du cas CCTI, avec une augmentation plus marquée dans le bas de la colonne (i.e. plus forte baisse de w) et un changement moins marqué dans le haut. Ceci est conforme aux attentes pour ce type d'essai, en raison du drainage permis au bas de l'échantillon.

La figure 3.16 présente les variations des pressions interstitielles différentielles dans le temps.

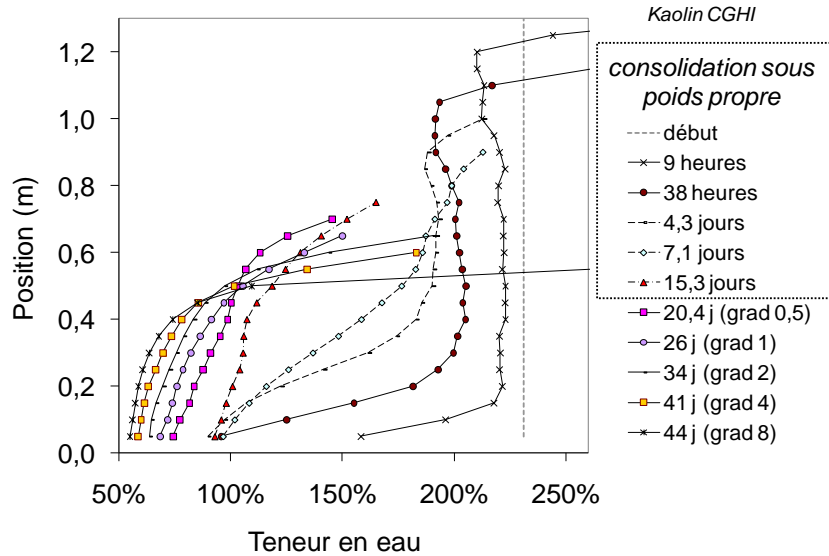


Figure 3.15 : Évolution des profils de teneur en eau avant et après l'imposition des gradients pour l'essai CGHI sur le kaolin.

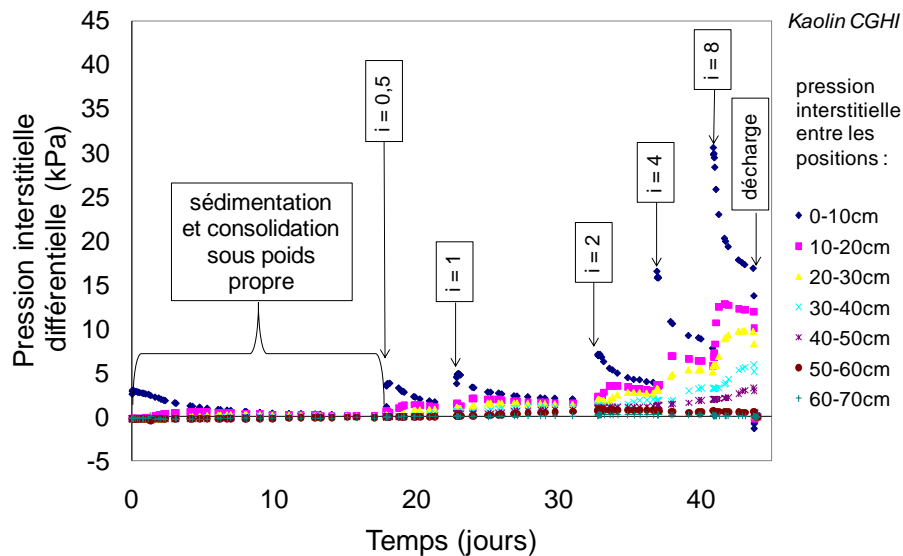


Figure 3.16 : Pressions interstitielles différentielles entre deux points de mesure en fonction du temps pour l'essai CGHI sur le kaolin, pour divers gradients imposés.

Dans cet essai, les valeurs des pressions interstitielles différentielles ne reviennent pas à zéro après la phase de dissipation (figure 3.16) comme dans le cas de l'essai CCTI (figure 3.8). Ceci est dû au fait que la distribution des pressions interstitielles n'est pas hydrostatique, puisqu'il y a

écoulement. La distribution de la charge est alors contrôlée par la conductivité hydraulique (k) dans la colonne. On reviendra sur ceci au chapitre 4. La dissipation des pressions interstitielles en excès durant l'étape initiale de l'essai est présentée par la figure 3.17. Cette figure montre que les surpressions à court terme sont proches des valeurs théoriques déduites du poids unitaire total de la boue (pour la condition « début »). En comparant la figure 3.17 avec celle de l'essai par charges totales pour le kaolin (figure 3.9), on peut observer que la dissipation des pressions se produit plus rapidement dans le cas avec double drainage. La forme de ces courbes est également différente puisque la dissipation des surpressions peut se faire des deux cotés (en haut et en bas) de l'échantillon.

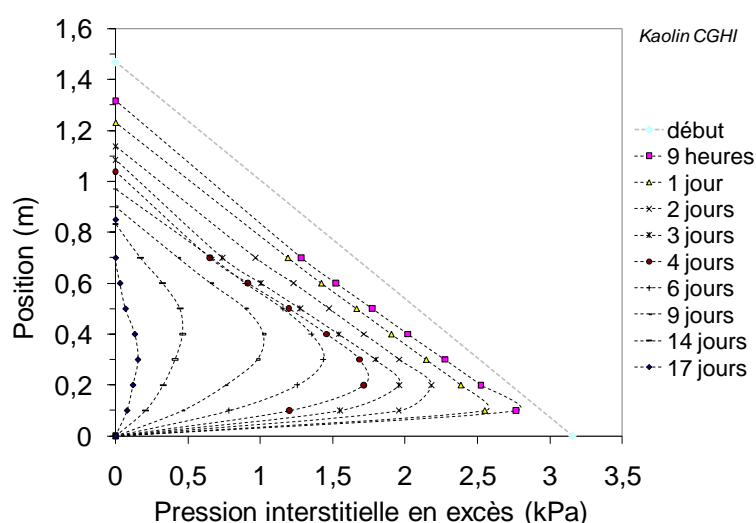


Figure 3.17 : Dissipation des pressions interstitielles en excès u_e durant l'étape de consolidation sous poids propre pour le kaolin avec drainage inférieur.

3.2.2.2 Essais CGHI sur la boue de traitement Selbaie

Cet essai débute une fois la colonne remplie ayant la boue de traitement une densité de pulpe P de 6,7 % ($e = 40,87$; $w = 1385\%$). Les tendances observées pour la boue de traitement Selbaie sont similaires à celles présentées dans ce qui précède pour le kaolin.

La figure 3.18 présente le déplacement de l'interface eau/boue pour la durée de l'essai. Sur la figure 3.18, on note que la pente est plus raide juste après l'augmentation du gradient hydraulique (à chaque palier); toutefois, le tassement se stabilise assez rapidement.

La figure 3.19 présente l'évolution des profils de teneur en eau et montre que le tassement est plus important à la base de l'échantillon de boue. Ceci correspond à une dissipation des charges hydrauliques plus rapide à proximité de la base de la colonne (figure 3.20).

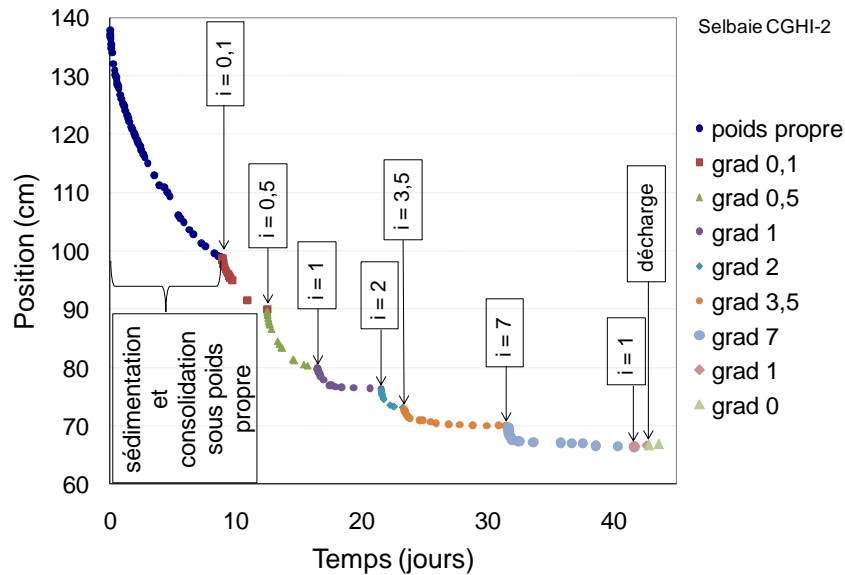


Figure 3.18 : Mesure de la position d'interface eau/boue en fonction du temps durant l'essai CGHI sur la boue de traitement de la mine Selbaie pour divers niveaux de mise en charge.

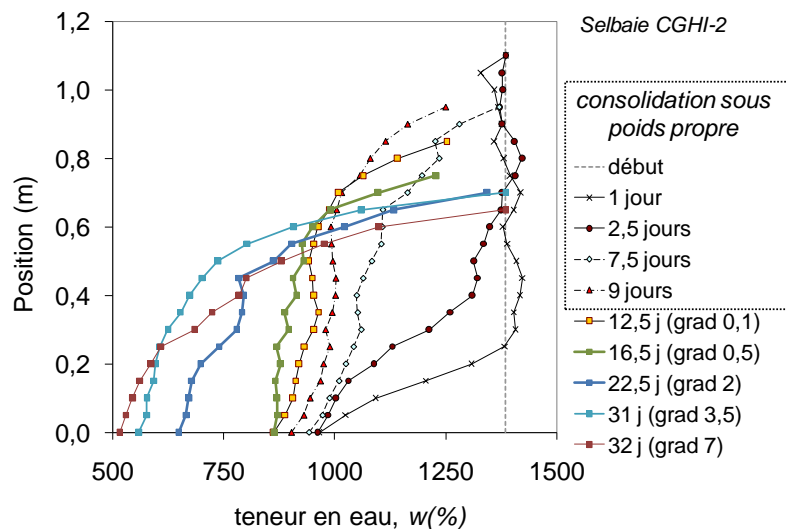


Figure 3.19 : Évolution des profils de teneur en eau avant et après l'imposition des surcharges hydrauliques pour l'essai CGHI sur la boue de traitement Selbaie.

La figure 3.20 montre les variations des pressions interstitielles différentielles dans le temps.

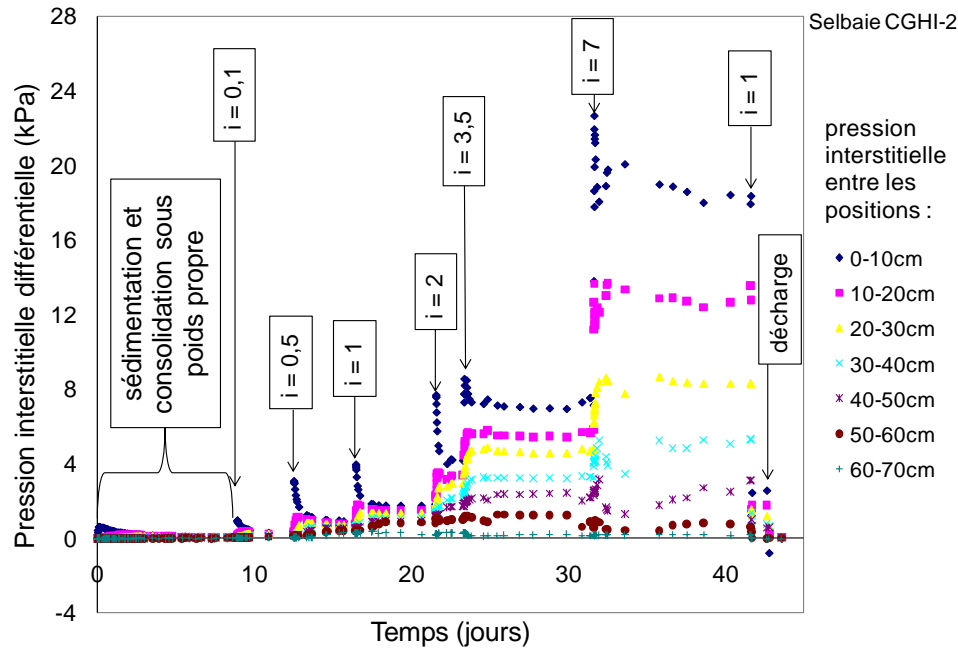


Figure 3.20 : Pressions interstitielles différentielles entre deux points de mesure en fonction du temps pour l'essai CGHI sur la boue de traitement Selbaie, pour divers gradients imposés.

La dissipation des pressions interstitielles en excès durant l'étape de sédimentation et de consolidation sous le poids propre de l'essai CGHI est présentée par la figure 3.21.

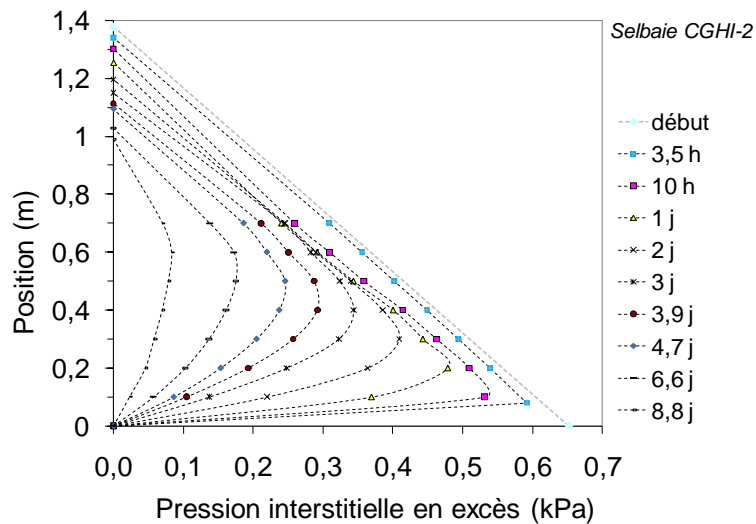


Figure 3.21 : Évolution des pressions interstitielles en excès u_e durant l'étape de consolidation sous poids propre pour la boue de traitement Selbaie avec drainage à la base.

Comme dans le cas du kaolin, la figure 3.21 montre que la dissipation des pressions interstitielles en excès pour la boue de traitement Selbaie est plus rapide dans l'essai CGHI que dans l'essai CCTI (figure 3.13). On note aussi l'effet marqué du drainage à la base de la colonne.

3.2.3 Résultats des essais complémentaires

Des essais complémentaires ont été faits sur les échantillons prélevés au bas des colonnes, principalement sur la boue de traitement car celle-ci est un matériau dont les propriétés sont moins bien connues. L'objectif des essais complémentaires est de déterminer certains paramètres géotechniques additionnels. Il est également d'intérêt de pouvoir comparer les valeurs de certains paramètres obtenues à l'aide des essais en grande colonne avec celles obtenues par d'autres méthodes.

Dans cette section, on présente tout d'abord les résultats des essais visant à déterminer la résistance au cisaillement non drainée (C_u) du kaolin pour différentes valeurs de teneur en eau (ou de l'indice des vides).

Un des objectifs (secondaires) du projet était d'évaluer, de façon préliminaire, l'amendement des boues de traitement pour déterminer l'effet sur les propriétés d'intérêt du matériau. Pour cela, on présentera les résultats des essais de consolidation en petites colonnes sur la boue de traitement et sur la boue amendée avec l'ajout de petites quantités d'un ciment et d'un rejet minier. Les résultats des essais de sédimentation de la boue avec une petite teneur en solides initiale (autour de 1%) sont présentés par la suite, suivis des résultats des essais semblables sur la boue amendée avec de petites quantités des matériaux. Ces matériaux d'ajout ont été décrits au chapitre 2.

3.2.3.1 Résistance au cisaillement du kaolin

Les résultats des mesures de la résistance au cisaillement non drainée C_u du kaolin sont présentés sur la figure 3.22. On note une tendance claire, avec une assez bonne corrélation entre les valeurs de C_u obtenues à l'aide du scissomètre et de l'essai au cône suédois. Les mesures suivent assez bien une courbe de type loi de puissance ($C_u \propto w^x$), assez semblable aux mesures présentées par Masutti (2001) pour des kaolins.

Pour les essais faits ici sur le kaolin, l'indice des vides varie de 1,1 à 1,7. La valeur de C_u varie de 5 à 6 kPa (pour un indice des vides de 1,1 à 1,2; w de 46 à 49 %) jusqu'à moins de 1 kPa pour $w \geq 60$ % ($e \geq 1,5$).

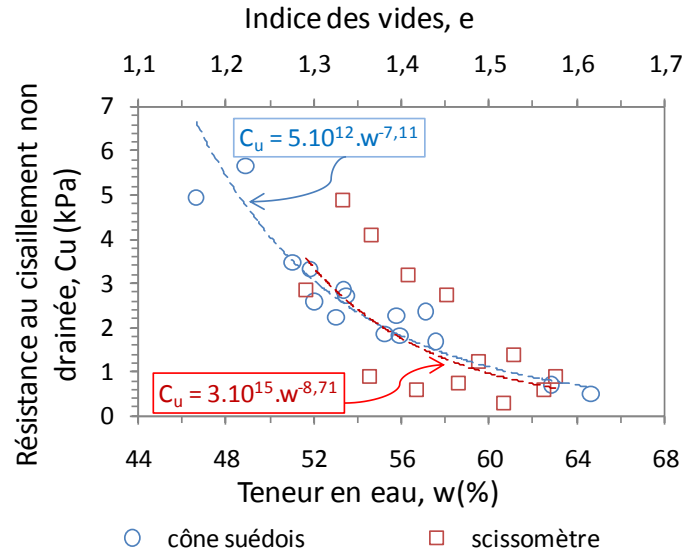


Figure 3.22 : Résistance au cisaillement non drainée en fonction de l'indice de vides e et de la teneur en eau $w(\%)$ pour le kaolin (tous les essais).

3.2.3.2 Résistance au cisaillement de la boue de traitement

Les résultats des mesures de la résistance au cisaillement non drainée sur la boue de traitement sont présentés à la figure 3.23. Il y a une assez bonne concordance entre les mesures de C_u obtenues à l'aide du scissomètre et de l'essai au cône suédois. Une loi de puissance décrit bien la relation C_u - w , de façon semblable au kaolin.

Pour les essais faits sur la boue de traitement, l'indice des vides varie de 13 à 19 et la résistance C_u varie de 16 kPa (à un indice des vides de 13 à 14) à moins de 1 kPa. Il est intéressant de noter que les valeurs de l'indice des vides de nos échantillons sont environ un ordre de grandeur supérieure pour la boue de traitement que pour le kaolin (figures 3.22 et 3.23). Les valeurs correspondantes de C_u sont toutefois supérieures pour la boue. Ceci met en évidence certaines similarités de la boue de traitement avec les argiles, mais avec un indice des vides plusieurs fois supérieur.

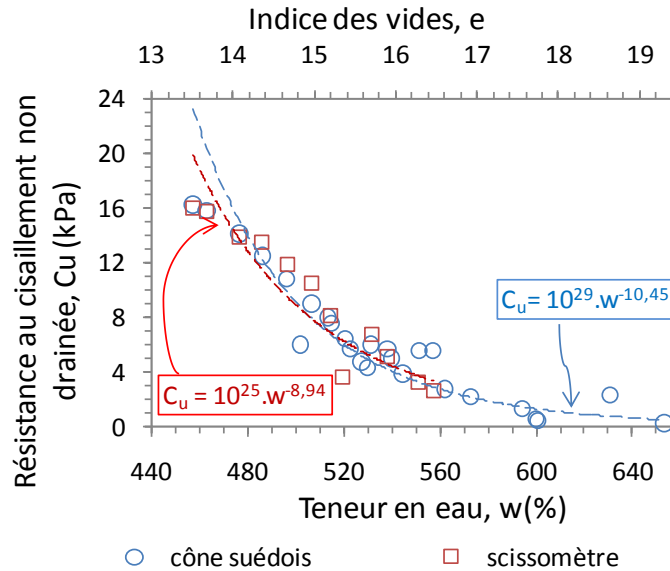


Figure 3.23 : Résistance au cisaillement non drainée en fonction de l'indice de vides e et de la teneur en eau $w(\%)$ pour la boue de traitement Selbaie (tous les essais).

3.2.3.3 Sédimentation de la boue avec et sans amendement

Des essais de sédimentation ont été réalisés sur la boue de traitement Selbaie $P = 1\%$ à l'aide du dispositif expérimental et la procédure d'essai présentés au chapitre 2.

Dans un premier temps, une série de cinq essais sur la boue a été menée. Les résultats sont présentés à la figure 3.24, qui montre l'évolution de la position de l'interphase (de façon relative par rapport à la hauteur initiale H_0). Sur cette figure, on peut observer la très bonne répétabilité des essais : les points des 5 essais sont pratiquement sur la même courbe normalisée.

Les résultats montrent que le mouvement de l'interface (entre l'eau et la boue en sédimentation) évolue selon différentes étapes. Une brève étape de floculation initiale se produit dans les premières secondes de l'essai (plateau sur la figure 3.24.b). Par la suite, l'interface descend à un taux quasi-constant (fig. 3.24a); la courbe sur une échelle arithmétique montre que la vitesse de tassement est à peu près constante de la minute 1 jusqu'à la minute 12. Après ce temps, il y a un ralentissement du tassement qui devient très lent vers la fin de l'essai. Ceci correspond bien à la description du phénomène de sédimentation/consolidation décrit par Imai (1980, 1981), telle que présentée au chapitre 1. La ligne qui relie les points de mesure sur la figure 3.24 correspond à l'essai no 4. Cet essai a été sélectionné comme référence pour comparer les tassements de la boue et de la boue amendée.

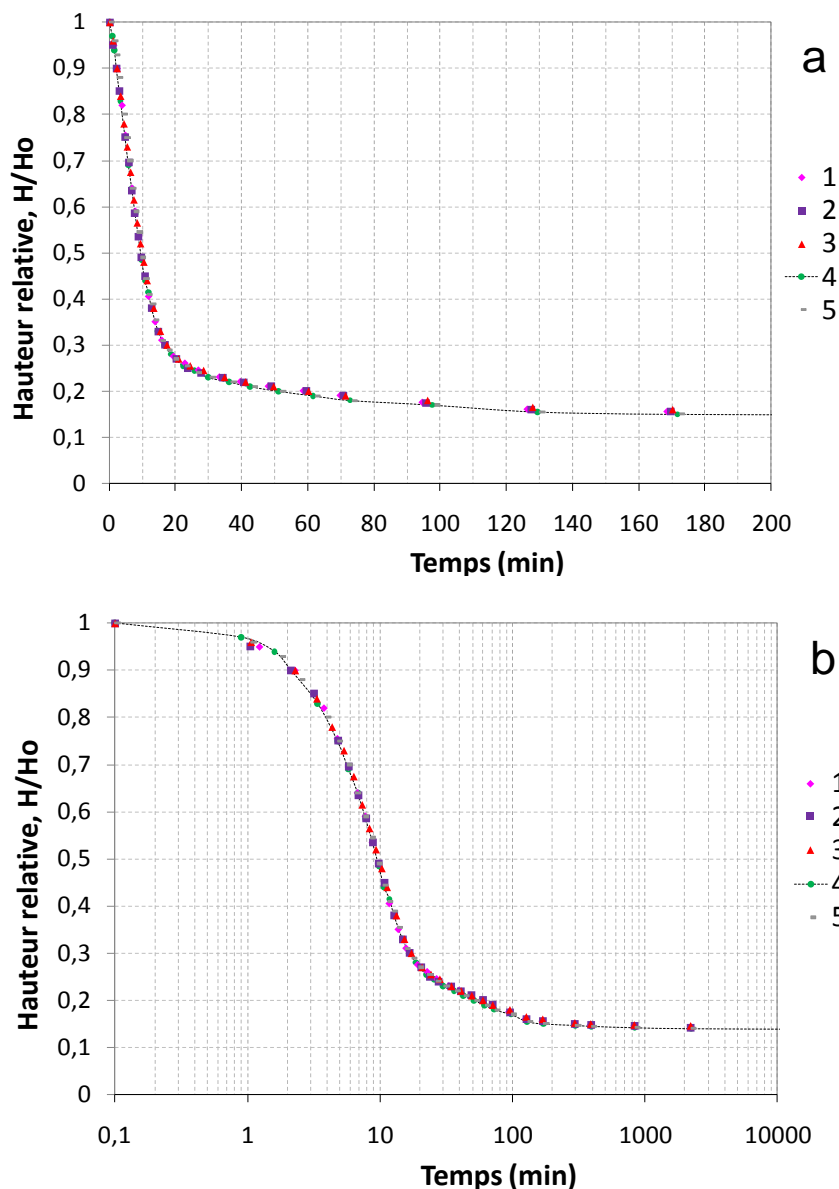


Figure 3.24 : Variation de la position de l'interface eau-boue en fonction du temps pour cinq essais de sédimentation sur la boue de traitement Selbaie (avec $P = 1\%$), sans ajouts. Échelle linéaire (a) et échelle semi-logarithmique (b).

Les figures 3.25 à 3.32 présentent les résultats des essais de sédimentation des boues amendées avec 2, 5 et 10% d'un ajout minéral (dans un plan semi-log). Les ajouts utilisés (décrits au chapitre 2) sont : de la poudre de dolomite (figure 3.25), du laitier (figure 3.26), des cendres volantes (figure 3.27), des résidus Omya (figure 3.28), du ciment CP10 (figure 3.29), des résidus Sigma (figure 3.30), de la bentonite (figure 3.31) et du kaolin (figure 3.32).

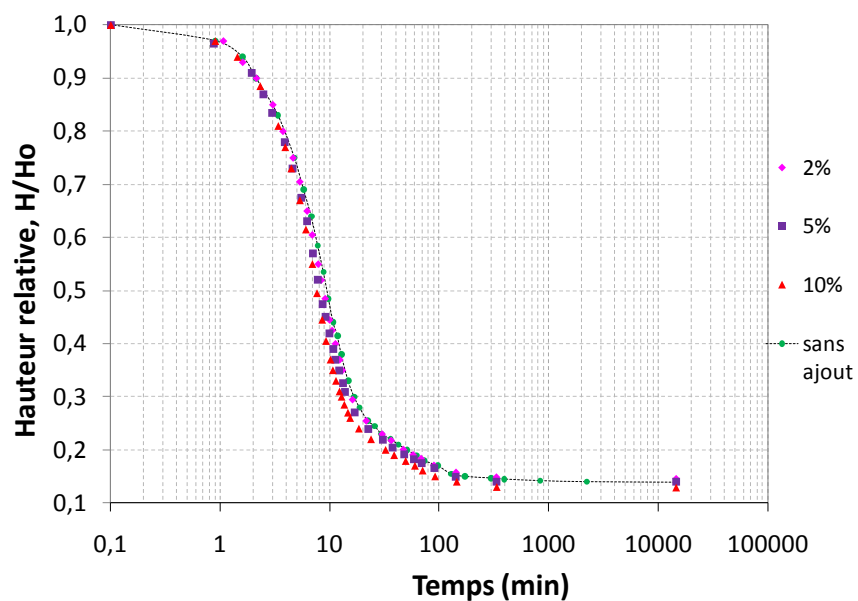


Figure 3.25 : Sédimentation de la boue de traitement sans ajout et avec des ajouts de 2, 5 et 10 % (solide) de poudre de dolomite.

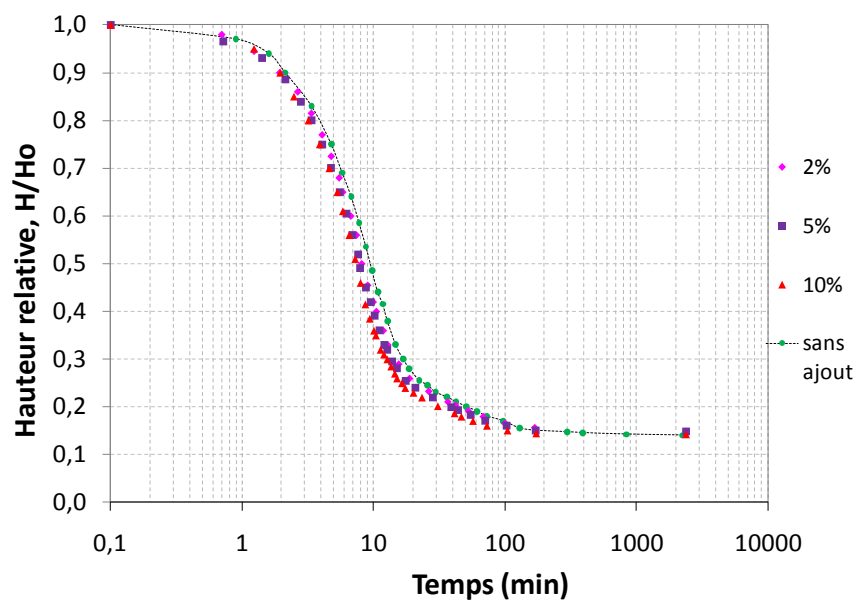


Figure 3.26 : Sédimentation de la boue de traitement sans ajout et avec des ajouts de 2, 5 et 10 % (solide) de laitier.

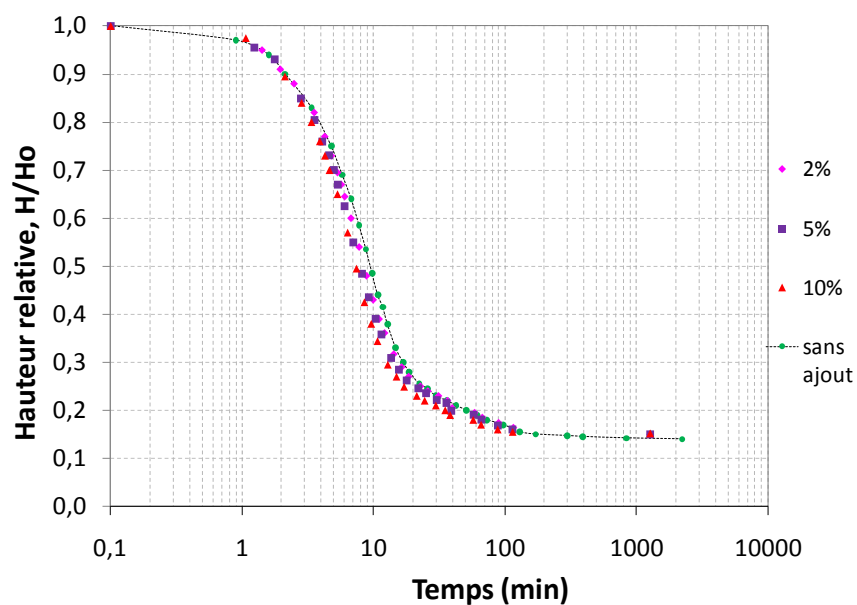


Figure 3.27 : Sédimentation de la boue de traitement sans ajout et avec des ajouts de 2, 5 et 10 % (solide) de cendres volantes.

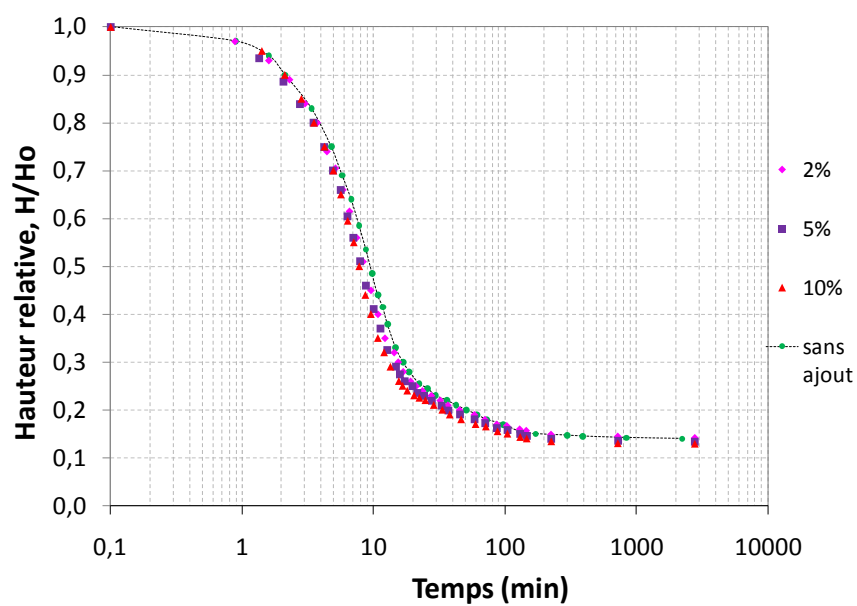


Figure 3.28 : Sédimentation de la boue de traitement sans ajout et avec des ajouts de 2, 5 et 10 % (solide) de rejets Omya.

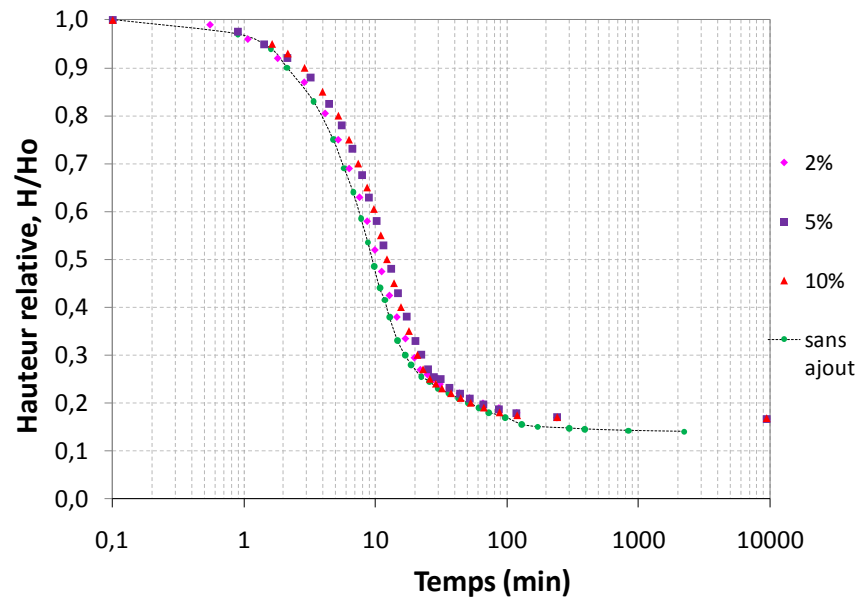


Figure 3.29 : Sédimentation de la boue de traitement sans ajout et avec des ajouts de 2, 5 et 10 % (solide) de ciment CP10.

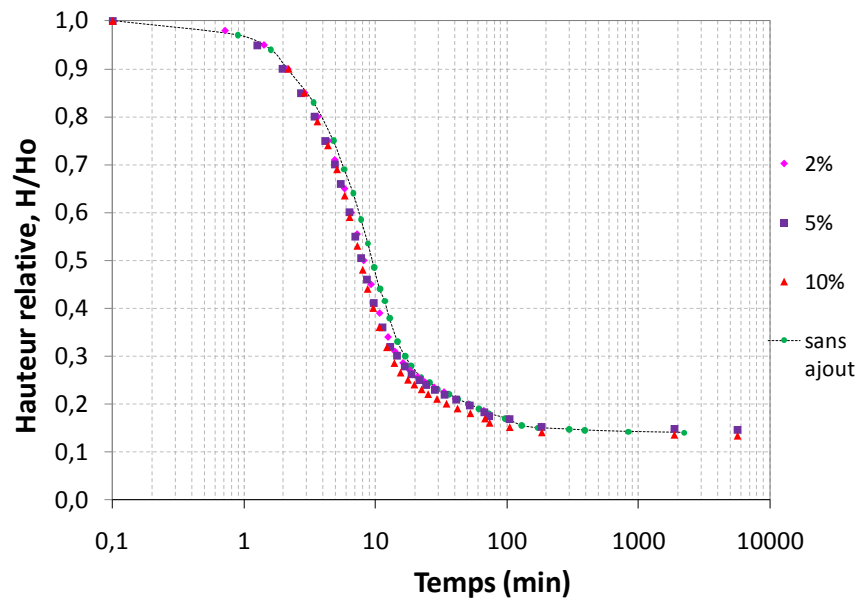


Figure 3.30 : Sédimentation de la boue de traitement sans ajout et avec des ajouts de 2, 5 et 10 % (solide) de rejets Sigma.

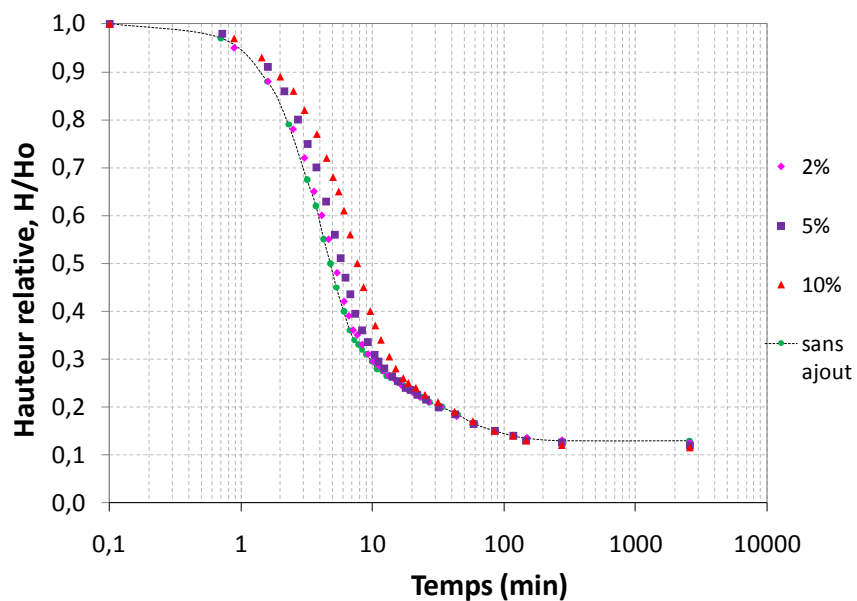


Figure 3.31 : Sédimentation de la boue de traitement sans ajout et avec des ajouts de 2, 5 et 10 % (solide) de bentonite.

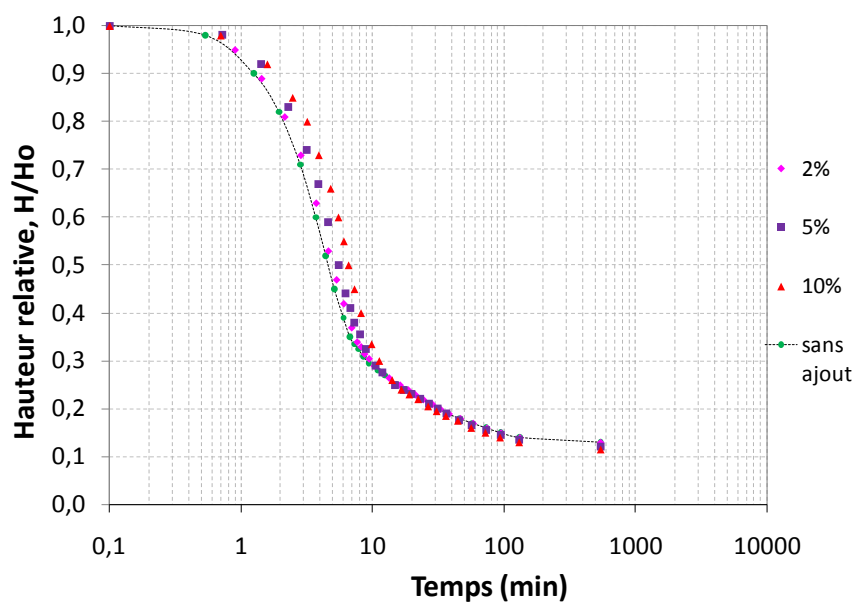


Figure 3.32 : Sédimentation de la boue de traitement sans ajout et avec des ajouts de 2, 5 et 10 % (solide) de kaolin.

À partir des figures 3.25 à 3.32, on peut noter que les amendements ont relativement peu d'effet sur la sédimentation des boues. Les principales différences observées dans le comportement des boues amendées par rapport à la boue de traitement (sans ajout) peuvent être résumées comme suit:

- l'ajout de poudre de dolomite (figure 3.25), de laitier (figure 3.26), de cendres volantes (figure 3.27), de rejets Omya (figure 3.28) et de rejets Sigma (figure 3.30), augmente le taux de sédimentation de 5 à 10% pour 5% d'ajout, et de 15 à 20% pour 10% d'ajout;
- l'ajout de bentonite (figure 3.31), de kaolin (figure 3.32) et de ciment CP10 (figure 3.29) semble ralentir le taux de sédimentation de 10 à 15% pour 5% d'ajout, et de 20 à 30% pour 10% d'ajout;
- l'ajout de ciment CP10 (sans hydratation préalable) réduit le tassement final de 10% pour 10% d'ajout;
- l'ajout de kaolin et de bentonite (sans hydratation préalable) augmentent le tassement final de 5% pour 10% d'ajout.

Dans tous les cas, on peut observer que les effets associés à l'ajout de ces produits d'amendement sont assez faibles sur la sédimentation des boues, de sorte que leur utilisation ne pourrait pas être justifiée sur la base de ces mesures.

3.2.2.3.1 Analyse de la sédimentation

La loi de Stokes a été présentée par l'équation 1.10 à la section 1.4. Dans cette équation la vitesse de chute des particules dans un fluide est donnée par (Stephenson et Judd, 2002) :

$$v = (\gamma' \cdot D^2) / (18 \cdot \eta) \quad (3.5)$$

où le diamètre des particules D est exprimé en m (pour une vitesse donnée en m/s); les autres paramètres ont déjà été définis.

Cette équation est utilisée ici pour calculer la vitesse de chute des particules de la boue Selbaie. Le tableau 2.1 présente le résultat de l'analyse granulométrique de cette boue. On note dans ce tableau : $D_{50} = 75,42 \mu\text{m}$ et $D_{10} = 5,63 \mu\text{m}$.

Des résultats de nos essais, on déduit que pour l'essai en grande colonne (CCTI) le poids volumique immergé de la boue Selbaie est : $\gamma' (= \gamma_{sat} - \gamma_w) = 10,3 \text{ N/m}^3 - 9,807 \text{ N/m}^3 = 0,49 \text{ N/m}^3$. La vitesse de chute des particules devient alors (pour $\eta = 10^{-3} \text{ kg/m.s}$) :

Pour D_{50} : $v = \frac{0,49 \frac{N}{m^3} \cdot (75,42 \cdot 10^{-6})^2 \cdot m^2}{18 \cdot 10^{-3} \frac{kg}{m.s}} = 1,55 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$; cette valeur serait représentative de la vitesse durant la première partie de la phase de sédimentation.

Pour D_{10} : $v = \frac{0,49 \frac{N}{m^3} \cdot (5,63 \cdot 10^{-6})^2 \cdot m^2}{18 \cdot 10^{-3} \frac{kg}{m.s}} = 8,63 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$; cette valeur de la vitesse devrait être plus représentative de la fin de la sédimentation pour l'essai de la grande colonne (bien que l'on sache que cette phase est altérée par l'interaction entre les particules).

La vitesse moyenne mesurée durant l'essai au laboratoire est : $v = 2,31 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$ (essai CCTI); elle est donc un ordre de grandeur plus petite que celle calculée avec le D_{50} .

Lors de nos essais de sédimentation en petit cylindre sur la boue Selbaie, le poids volumique immergé $\gamma' = 0,067 \text{ N/m}^3$; la vitesse de chute de particules selon la loi de Stokes donne:

Pour D_{50} : $v = \frac{0,067 \frac{N}{m^3} \cdot (75,42 \cdot 10^{-6})^2 \cdot m^2}{18 \cdot 10^{-3} \frac{kg}{m.s}} = 2,12 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$.

Pour D_{10} : $v = \frac{0,067 \frac{N}{m^3} \cdot (5,63 \cdot 10^{-6})^2 \cdot m^2}{18 \cdot 10^{-3} \frac{kg}{m.s}} = 1,18 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$.

La vitesse mesurée durant un tel essai $v = 3,27 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$. Cette valeur est plus grande que celle obtenue avec le D_{50} .

Ces résultats seront discutés à la fin du chapitre 4.

3.2.3.4 Essais de compression en petites colonnes sur la boue avec amendement

Des essais de compression en petite colonne ont été menés pour comparer le comportement de la boue de traitement et de la boue avec de petites quantités de matériaux ajoutés. Le dispositif expérimental et la procédure d'essai ont été décrits au chapitre 2.

Une première série d'essais sur des boues amendées a été menée avec du ciment CP10. La figure 3.33 présente les courbes de consolidation pour un essai sur la boue et sur la boue amendée avec un 1 % et 2 % de CP10 respectivement (pourcentage en poids solide); ces essais ont été réalisés immédiatement après l'ajout du ciment (pas d'hydratation préalable, ni curage). La figure 3.34 montre les résultats avec le rejet Omya.

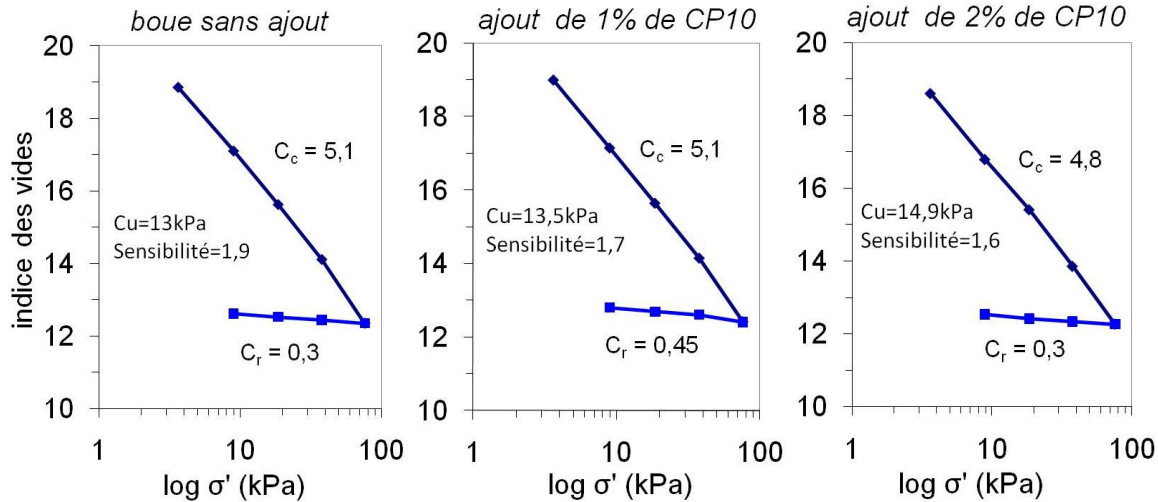


Figure 3.33 : Essais de compression en petites colonnes sur la boue de traitement sans ajout et avec l'ajout de 1% et 2% (en poids sec) de CP10.

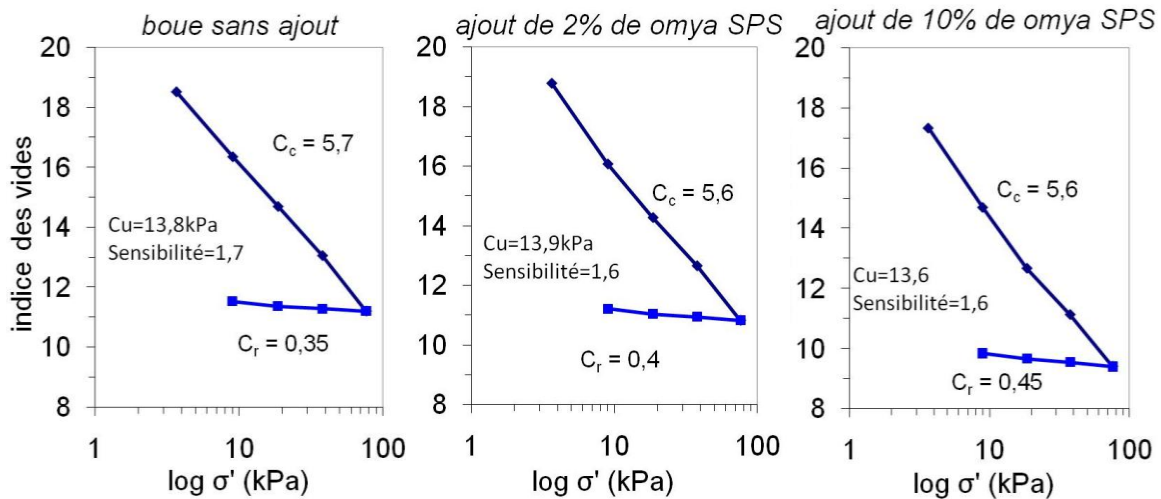


Figure 3.34 : Essais de compression en petites colonnes sur la boue de traitement sans ajout et avec l'ajout de 2% et 10% (en poids sec) de rejets Omya SPS.

La durée de chaque palier de charge est de 2 à 3 jours, pour un total de 10 jours entre le début de l'essai et le début de la décharge. La décharge a aussi une durée de 2 à 3 jours par palier, pour un total de 10 jours pour la décharge complète. La durée totale typique d'un essai est de 20 à 25 jours.

Les résultats des essais de consolidation présentés sur les figures 3.33 et 3.34 indiquent qu'il n'y a pas d'influence significative des ajouts testés. Par exemple, l'échantillon de boue avec 2% de

CP10 montre une différence d'environ 5% pour la valeur de C_c ; on note aussi une augmentation d'environ 10% pour la valeur de la résistance au cisaillement non drainée C_u (déterminée après démontage). Une quantité plus grande d'ajout pourrait produire un effet plus marqué, mais elle n'a pas été testée car dans ce cas, l'intérêt économique de l'application disparaît. Les valeurs de la teneur en eau, très élevées, jouent sans doute un rôle sur ces résultats, car l'effet observé dans d'autres types de matériaux avec une teneur en eau inférieure est plus marqué (e.g. Gallois 1995, Benzaazoua et al. 2006). Les études de ces auteurs montrent aussi que le temps de « cure » a un effet important pour l'emploi du ciment comme matériau ajouté; cet effet n'a pas été étudié ici (car on s'intéresse au comportement « court terme », associé à la déposition des boues).

3.3 Analyse préliminaire des résultats expérimentaux

Les résultats des essais présentés précédemment et ceux présentés en annexe forment une base de données expérimentale unique pour les boues de traitement des eaux acides. Dans ce qui suit, ces données sont traitées afin de définir les relations comportementales qui permettront de représenter la réponse des matériaux. Les données obtenues sur le kaolin sont aussi comparées avec celles disponibles dans la littérature. Dans le cas de la boue de traitement, il n'y a pas de données de caractérisation publiées sur ce type de matériau (sauf celles de Dromer 2004). Une connaissance des paramètres hydro-géotechniques de ces boues est toutefois requise pour analyser (simuler) le comportement du matériau à grande échelle (tel que présenté au chapitre 4). Une grande quantité de données a été obtenue pour chaque essai en grande colonne. Le traitement de ces données constitue une assez lourde tâche qui a été réalisée sur des feuilles de calcul du logiciel Excel[®].

Un des principaux objectifs du traitement des données était de développer les relations sur la variation de k en fonction de e et la variation de e en fonction de σ' . On a d'abord utilisé une méthode de calcul directe (empirique) pour définir les relations et les paramètres associés. Les relations de k en fonction de e et de e en fonction de σ' sont ainsi estimées spécifiquement sur la base des résultats de l'ensemble des essais. Les équations développées ici sont présentées avec un exemple de calcul; les relations k - e et e - σ' sont ainsi ajustées pour bien représenter le comportement des matériaux de l'étude (kaolin et boue de traitement Selbaie).

3.3.1 Estimation de la relation k vs e

La conductivité hydraulique (k) a été estimée à l'aide de l'équation de Darcy. On connaît la géométrie de la colonne (i.e. diamètre et distance verticale entre les prises de chaque capteur de pression différentielle). On connaît, pour chaque temps (i) et chaque couche (j) les valeurs de la pression interstitielle différentielle ($\Delta u_{i,j}$) et celles de l'indice des vides ($e_{i,j}$). Les étapes de calcul pour estimer k en fonction de e peuvent être présentées comme suit :

1. Définir le pas de temps de calcul $\Delta t_i = t_{i+1} - t_i$;
2. Évaluer la « perte » de volume d'eau ($\Delta V_{i,j}$) dans chaque couche (j , donnée par la distance verticale entre deux points de mesure de e ; cette distance est de 0,05 m) en raison de la diminution de l'indice de vides moyenne durant le pas de temps Δt_i ;
3. Évaluer le débit moyen ($q_{i,j}$) pour le pas de temps Δt_i et pour chaque couche (j). Ces valeurs sont estimées comme la somme des volumes d'eau ($\Delta V_{i,j}$) sortants des couches inférieures à la couche en analyse. Ces volumes sont calculés en fonction de la variation de l'indice de vides (par couche, pour le pas de temps Δt_i). Les débits par couche (j) sont :
 $q_{i,j} = \Delta V_{i,j} * \Delta t_i$; $q_{i,j+1} = \Delta V_{i,j+1} * \Delta t_i + q_{i,j}$ (voir équation 3.6);
4. Calculer la conductivité hydraulique pour chaque couche (k_j) à l'aide de l'équation de Darcy en fonction de $q_{i,j}$ et $\Delta u_{i,j}$ (voir équation 3.7)

Ces étapes fournissent les valeurs de $k_{i,j}$ et $e_{i,j}$ (correspondant aux mêmes temps et positions).

Le pas de temps de calcul est choisi en fonction de l'évolution de l'essai. Après l'application d'un palier de charge, les pas de temps sont plus petits car les variations sont rapides, puis les valeurs de Δt_i augmentent progressivement pour devenir de plus en plus grandes. Un tassement minimal d'au moins 3 à 5 mm doit être observé pour avoir une différence significative de l'indice de vides pour chaque couche. Pour certains valeurs « manquantes » de l'indice de vides pour un temps donné, une interpolation quadratique a été adoptée (comme suggéré par Gallois, 1995).

On présente ici un exemple de calcul pour l'essai CCTI sur la boue de traitement Selbaie.

Le traitement des données de gamma-densitomètre avec interpolation entre deux temps de mesure permet d'estimer les valeurs de e pour t_i et t_{i+1} ; ces valeurs sont présentées au tableau 3.2.

Tableau 3.2 : Valeurs de l'indice des vides pour chaque couche de 5 cm à deux temps de calcul; essai CCTI sur la boue de traitement Selbaie.

Palier de charge	Contrainte : 2 kPa	
Temps de lecture (heures)	$t_i = 638,50$	$t_{i+1} = 640,49$
Position (m)	e	e
0,00	31,019	31,007
0,05	28,558	28,535
0,10	27,671	27,668
0,15	28,150	28,115
0,20	28,157	28,135
0,25	28,121	28,060
0,30	27,451	27,384
0,35	27,757	27,657
0,40	27,750	27,627
0,45	26,738	26,619
0,50	26,155	26,039
0,55	25,061	24,959
0,60	24,951	24,839
0,65	24,197	24,090
0,70	31,019	31,007

On calcule alors le débit d'eau (moyen) pour une couche de 5 cm d'épaisseur pour laquelle l'indice des vides (moyen) a changé. L'équation déduite ici, et utilisé par d'autres auteurs qui utilisent la même approche (e.g. Kodikara et Rahman, 2002), peut s'exprimer de la façon suivante :

$$q_{i,j} = V \cdot \left(\frac{e_i}{1+e_i} - \frac{e_{i+1}}{1+e_{i+1}} \right) / ((t_{i+1} - t_i) * 3600 \text{ s/h}) \quad (3.6)$$

Où :

- $q_{i,j}$: débit sortant de la couche j au pas de temps $t_{i+1} - t_i$ (cm^3/s)
- V : volume de chaque couche = $913,25 \text{ cm}^3$ (pour $h = 5 \text{ cm}$);
- t_i : temps initial (i) et final du calcul (i+1) (en heures);
- e_i : indice des vides moyen correspondant à l'intervalle de temps entre t_i et t_{i+1} pour chaque couche;

Voici un exemple de calcul (position 0,65 m au tableau 3.2) :

$$\begin{aligned}
 q_{i,(0,65)} &= 913,25 \text{ cm}^3 \left[\left(\frac{31,019}{1 + 31,019} - \frac{31,007}{1 + 31,007} \right) / ((640,49 \text{ h} - 638,50 \text{ h}) * 3600 \text{ s/h}) \right] \\
 &= 2,15 * 10^{-5} \text{ cm}^3/\text{s}
 \end{aligned}$$

Le tableau 3.3 présente un ensemble de résultats de calcul du débit tout au long de la colonne.

Tableau 3.3 : Exemple du calcul du débit sortant de chaque couche entre deux pas de temps (638,50 et 640,49 heures) pour l'essai Selbaie CCTI-1.

Position (m) par rapport au bas de la colonne	Débit q_i (cm ³ /s) (équation 3.6)	Débit cumulé ($\sum q_i$)
0,00	0	0,00000
0,05	3,38E-06	-0,000003
0,10	5,92E-07	-0,000004
0,15	5,30E-06	-0,000009
0,20	3,26E-06	-0,000013
0,25	9,19E-06	-0,000022
0,30	1,06E-05	-0,000032
0,35	1,56E-05	-0,000048
0,40	1,91E-05	-0,000067
0,45	1,97E-05	-0,000087
0,50	2,01E-05	-0,000107
0,55	1,93E-05	-0,000126
0,60	2,14E-05	-0,000148
0,65	2,15E-05	-0,000169

Au tableau 3.3 on peut voir que pour la position 0,65 m, le débit cumulé est de 0,000169 cm³/s entre les temps t_i et t_{i+1} (indiqués au tableau 3.2).

On se rappelle que le fond de la grande colonne est imperméable pour un essai CCTI. L'eau qui sort de chaque couche se déplace donc vers le haut de l'échantillon. Aussi, il y a 10 cm entre deux points de mesure de la pression. Ceci signifie que le calcul de q_i peut-être fait tous les 5 cm, mais celui de k est obtenu entre deux points de mesure de la pression (i.e. aux 10 cm).

Une fois le débit connu, on utilise l'équation de Darcy pour obtenir k :

$$k = \frac{\sum q_i}{S} \times \frac{10 \text{ cm}}{\Delta u_i} \quad (3.7)$$

Où :

- k : conductivité hydraulique en cm/s
- $\sum q_i$: débit pour la position de calcul (cm³/s)
- S = surface de la colonne $S = \pi.D^2/4 = 182,65 \text{ cm}^2$ (diamètre $D = 15,25 \text{ cm}$)
- 10 cm = hauteur entre deux prises de mesure de pression
- Δu_i = pression interstitielle différentielle entre deux prises de pression (cm H₂O)

Voici un exemple de calcul :

$$k = \frac{2,15 \times 10^{-5} \text{ cm}^3/\text{s}}{182,65 \text{ cm}^2} \times \frac{10 \text{ cm}}{1,3 \text{ cmH}_2\text{O}} = 6,65 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$$

Le tableau 3.4 présente, à titre d'exemple, les valeurs de k calculées entre deux pas de temps (ou temps de lectures, soit 638,50 et 640,49 heures), exprimées en cm/s.

Tableau 3.4 : Exemple de calcul de la conductivité hydraulique pour un pas de temps $t_{i+1} - t_i$

Pas de temps de lecture	de $t_i = 638,50$ h	Hauteur de l'interface eau/boue	$H_0 = 1,012$ m
	à $t_{i+1} = 640,49$ h		$H_f = 1,007$ m
Position (m) (p/r au bas de la colonne)	Pression interstitielle différentielle moyen (cm H ₂ O)	k (cm/s) (équation 3.5)	e (moyen)
0 – 0,1	-0,46	4,07E-07	28,94
0,1 – 0,2	-0,43	1,17E-06	28,02
0,2 – 0,3	-0,48	2,49E-06	27,94
0,3 – 0,4	-0,61	4,28E-06	27,63
0,4 – 0,5	-0,51	9,26E-06	26,79
0,5 – 0,6	-0,91	7,63E-06	25,25
0,6 – 0,7	-1,39	6,65E-06	24,28

Les valeurs de k présentées au tableau 3.4 sont montrés aussi à la figure 3.36 en fonction de l'indice des vides e (valeur moyenne) correspondant.

Dans le cas d'un essai CGHI, qui implique un gradient hydraulique imposé, le débit d'eau s'écoule verticalement vers la base de la colonne. La procédure de calcul est alors semblable à celle d'un essai CCTI, mais le débit sortant à la base est mesuré directement. Ce débit mesuré est équivalent à celui rapporté au tableau 3.3 à la position 0,00 m (valeur q_i).

La figure 3.35 présente l'ensemble des valeurs calculées de k en fonction de e pour les essais sur le kaolin, obtenues selon l'approche que l'on vient de décrire. Les relations estimées pour la variation de la conductivité hydraulique k en fonction des variations de l'indice des vides e pour les 2 types d'essais sur le kaolin sont aussi montrées sur cette figure.

On remarque d'abord sur la figure 3.35 que les résultats suivent une tendance du type loi de puissance (malgré une assez grande dispersion des résultats). Pour une plage d'indice des vides e allant de 1,3 à 5,6 environ, les valeurs de k varient approximativement de 10^{-8} m/s à 10^{-6} m/s

pour l'essai CGHI et de 10^{-9} m/s à 4×10^{-7} m/s pour l'essai CCTI. Les valeurs de la conductivité hydraulique de l'essai CGHI sont donc de 5 à 10 fois plus grandes que celles correspondants à l'essai CCTI. Nous reviendrons sur cet aspect dans ce qui suit (et aussi au chapitre 4).

Ces résultats peuvent être comparés à ceux de Sridharan et Prakash (2001) qui ont obtenu des valeurs de k de 10^{-8} à 10^{-6} m/s pour des indices des vides de 1,2 à 2 sur le kaolin, à l'aide d'essais de sédimentation et consolidation par l'application de gradients dans un cylindre (de 50cm de hauteur et 4cm de diamètre). Ces valeurs sont plus proches des résultats obtenus à l'aide de l'essai CGHI (avec l'application des gradients hydrauliques); la plage des indices des vides de ces travaux est cependant plus restreinte que pour nos essais.

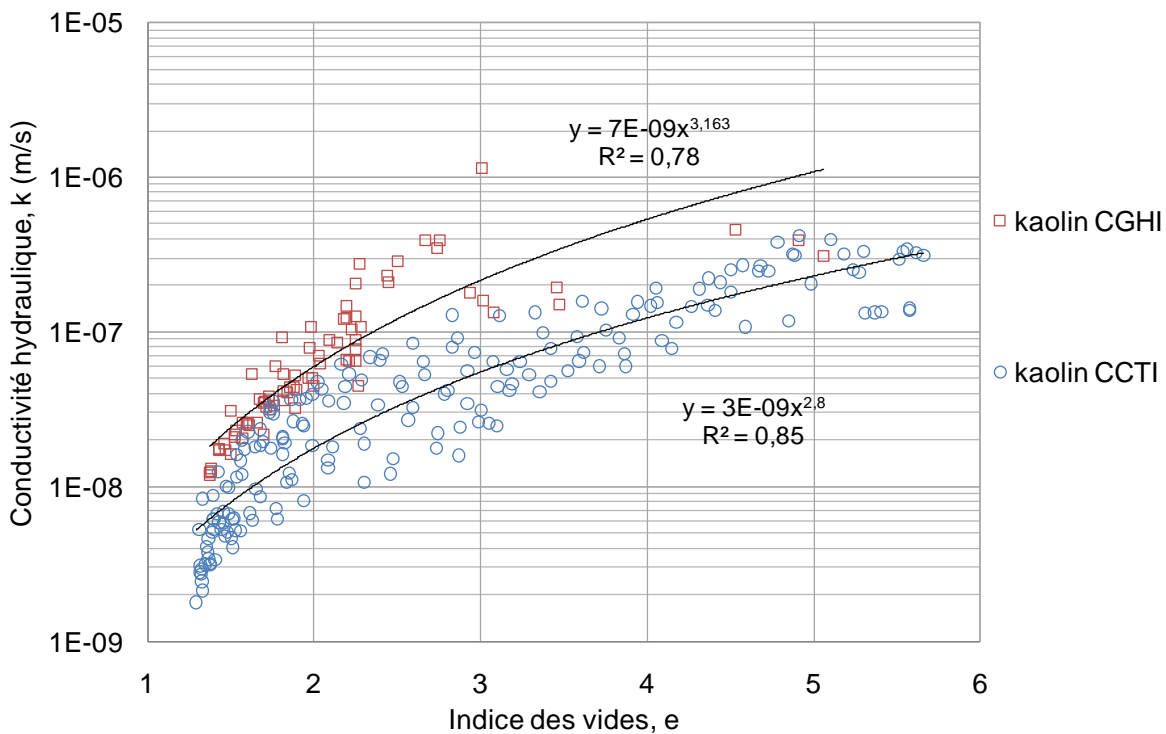


Figure 3.35 : Relations entre la conductivité hydraulique k et l'indice des vides e pour le kaolin; essais sous contrainte totale (CCTI) et sous chargement hydraulique (CGHI).

Notons aussi que les résultats d'essais de sédimentation et consolidation sous poids propre, menés en grande colonne sur un sédiment argileux, rapportés par Been et Sills (1981), montrent des variations de plus d'un ordre de grandeur dans la valeur de k pour une même valeur de l'indices des vides. Certains de ces résultats seront présentés au chapitre 4.

La figure 3.36 présente les valeurs calculées et les relations estimées pour la variation de la conductivité hydraulique k en fonction de l'indice des vides e pour les essais faits sur la boue de traitement Selbaie. Les résultats de tous les types d'essais sont présentés sur cette figure.

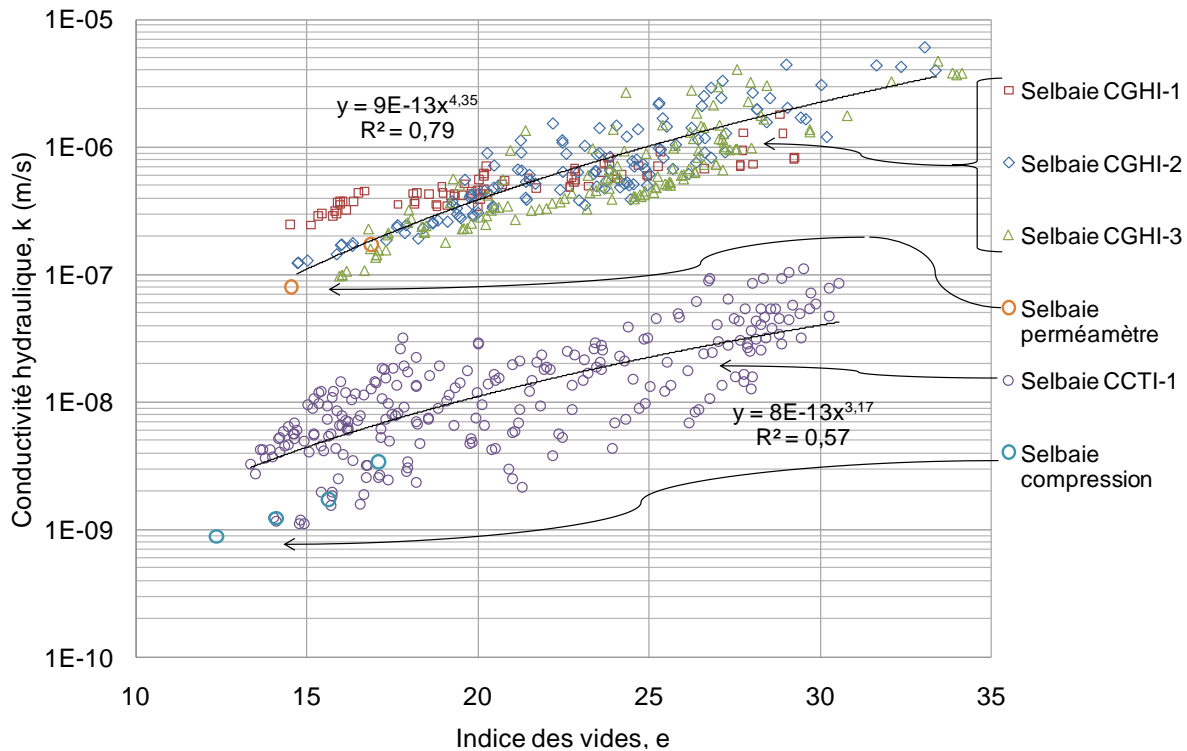


Figure 3.36 : Relations entre la conductivité hydraulique k et l'indice des vides e pour la boue de traitement Selbaie; essais CCTI, CGHI, de compression en petite colonne et au perméamètre à paroi rigide.

On remarque d'abord sur la figure 3.36 que les résultats sont assez dispersés, mais qu'ils suivent une tendance assez similaire pour les types d'essais, i.e. selon une fonction de loi de puissance. Les valeurs de k vont de 10^{-7} m/s à 5×10^{-6} m/s approximativement pour les essais CGHI (e varie de 14 à 34) et de 10^{-9} m/s à 10^{-7} m/s pour les essais CCTI (avec e variant de 13 à 31). Les valeurs de la conductivité hydraulique k de l'essai CGHI sont donc environ 50 fois plus grandes que celles obtenues des essais CCTI. On note aussi que les valeurs de k pour l'essai CCTI montrent une plus grande dispersion que ceux de l'essai CGHI. Sur la figure 3.36, on présente aussi les valeurs de la conductivité hydraulique k estimées des résultats d'un essai de compression en petite colonne. Ces quelques résultats sont du même ordre de grandeur que les valeurs de k obtenus des essais CCTI. Sur la même figure, on présente aussi les valeurs de la conductivité

hydraulique k estimées à l'aide d'essais au perméamètre à paroi rigide. Ces valeurs sont proches des valeurs de k obtenus des essais CGHI (pour des indices des vides équivalentes).

Les différences entre les résultats des deux types d'essais en colonne (CCTI et CGHI) sur le kaolin (figure 3.35) sont plus petites que celles sur la boue de traitement (figure 3.36). La plage des valeurs de l'indice des vides est cependant 4 fois plus petite dans les essais sur kaolin que sur la boue de traitement.

Les relations mathématiques obtenues pour la conductivité hydraulique du kaolin peuvent être présentées comme suit :

$$\text{Essais CCTI :} \quad k \approx 3.10^{-9}.e^{2,8} \quad (\text{en m/s}) \quad (3.8)$$

$$\text{Essais CGHI :} \quad k \approx 7.10^{-9}.e^{3,16} \quad (\text{en m/s}) \quad (3.9)$$

Les relations obtenues pour la boue de traitement Selbaie peuvent s'écrire :

$$\text{Essais CCTI :} \quad k \approx 8.10^{-13}.e^{3,17} \quad (\text{en m/s}) \quad (3.10)$$

$$\text{Essais CGHI :} \quad k \approx 9.10^{-13}.e^{4,35} \quad (\text{en m/s}) \quad (3.11)$$

Ces relations seront reprises dans la suite (au chapitre 4) pour une analyse plus approfondie des résultats expérimentaux, qui inclue des simulations numériques des essais en colonne.

3.3.2 Estimation de la relation e vs σ'

La contrainte effective qui se développe durant les essais en grande colonne est déduite selon l'équilibre des « forces » dans une couche. La friction entre les parois de la colonne et la boue est considérée négligeable; Been (1980) a démontré que cette hypothèse est justifiée pour un diamètre interne de la colonne d'essai > 10 cm pour des essais sur des boues peu denses (voir aussi Auzerais, 1990).

Pour estimer σ' , le poids volumique immergé (γ_{sub}) est calculé pour chaque couche (en fonction de e et D_r) selon l'équation 3.6 (Aubertin et al., 2002; Gjerapic and Znidarcic, 2007).

$$\gamma_{sub} = \gamma_w \frac{D_r - 1}{1 + e} \quad (3.12)$$

Où :

- γ_{sub} : poids volumique immergé ($= \gamma_{sat} - \gamma_w$, en kN/m^3)
- γ_w : poids volumique de l'eau (kN/m^3)
- D_r : densité relative des grains solides ($\text{kg/m}^3 / \text{kg/m}^3$)

- e : indice des vides (m^3/m^3)

La contrainte effective, σ' , est obtenue à partir de la perte de charge dans chaque couche plus le poids immergé du matériau de la couche. La contrainte est calculée pour les temps t_i et t_{i+1} pour lesquels e est connu (voir le calcul précédent de k vs e).

Pour les essais CGHI, le calcul commence par la couche supérieure car la contrainte effective à l'interface eau/boue est nulle. On peut analyser l'équilibre des forces sur cette couche supérieure, à partir de la différence de pression entre le bas et le haut de la couche. La contrainte effective au bas de la couche est :

$$\sigma'_i = \gamma_{sub} * h_{i \text{ couche}} + \Delta u_{i \text{ mesuré}} \quad (3.13)$$

Pour les couches inférieures, on a :

$$\sigma'_{i+1} = \gamma_{sub} * h_{i+1 \text{ couche}} + \Delta u_{i+1 \text{ mesuré}} + \sigma'_i \quad (3.14)$$

Où :

- σ'_i : contrainte effective au bas de la couche supérieure (kPa)
- $h_{i \text{ couche}}$: épaisseur de la couche (m)
- $\Delta u_{i \text{ mesuré}}$: pression interstitielle entre les extrêmes supérieure et inférieure de la couche (kPa)
- σ'_{i+1} : contrainte effective au bas de la couche suivante (inférieure).

Pour la couche du dessous, au calcul d'équilibre s'ajoute donc la contrainte effective estimée à la base de la couche supérieure. Ce processus de calcul est répété pour les couches qui suivent.

Dans le cas de l'essai par pression totale, le calcul commence aussi pour la couche supérieure car la pression exercée par le piston est connue. Dans ce cas, le calcul peut être fait seulement quand le piston est positionné entre deux points de mesure de la pression. Sinon, on ne connaît pas la contrainte effective σ' . Il y a ici une incertitude additionnelle, au niveau de l'évolution de la friction du piston contre la paroi de la colonne (on l'a considéré constante pendant l'essai).

Les calculs ont été faits pour les derniers paliers de charge pour les essais CCTI.

La figure 3.37 présente les valeurs de e et σ' calculées et les relations estimées pour la variation de l'indice des vides e en fonction de la contrainte effective σ' pour les essais faits sur le kaolin.

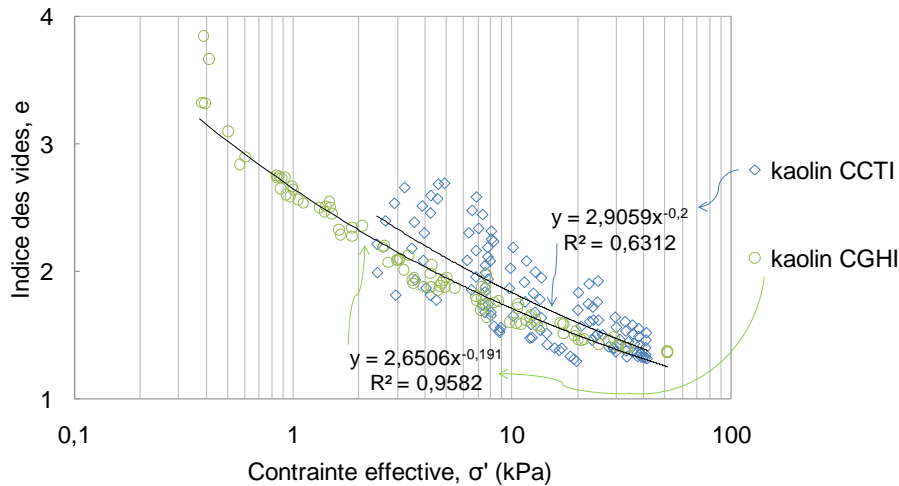


Figure 3.37 : Valeurs calculées et relation estimée entre l'indice des vides e et la contrainte effective σ' pour les essais en colonne sur kaolin (échelle semi-logarithmique).

Il peut être observé à la figure 3.37 que la distribution des valeurs e vs σ' semble répondre à une variation de type loi de puissance (comme c'est souvent le cas avec ce type de matériaux; e.g. Masutti, 2001), sauf au début de l'essai CGHI (lorsque les contraintes effectives sont très faibles). Pour une plage des valeurs de la contrainte effective σ' de 0 à 50 kPa, l'indice des vides e varie de 4 à 1,3 pour les deux types d'essai (CGHI et CCTI). On constate cependant plus de dispersion dans les valeurs obtenues pour les essais CCTI. Cependant, les relations obtenues ne sont pas très différentes (entre CGHI et CCTI). On constate aussi, que pour des contraintes effectives de moins de 0,5 kPa (essais CGHI), les points ne semblent plus suivre la tendance présentée par la relation e - σ' déterminée (figure 3.37). Pour ces très faibles valeurs de la contrainte σ' , il est possible que la boue soit dans un régime transitoire entre la consolidation et la sédimentation (nous reviendrons sur cet aspect au chap. 4).

La figure 3.38 présente les valeurs calculées et les relations estimées pour la variation de l'indice des vides e en fonction de la variation de la contrainte effective σ' pour les essais faits sur la boue de traitement.

Il peut être observé sur la figure 3.38 que la distribution des valeurs de e vs σ' , semble aussi répondre à une variation de type loi de puissance pour les deux types d'essai.

Pour une plage des valeurs de la contrainte effective σ' de 0 à 100 kPa, l'indice des vides e varie de 35 à 10 pour ces deux types d'essai. Notons que dans le cas de l'essai CCTI, seulement les

valeurs de σ' de plus de 20 kPa ont été calculées (expliqué précédemment dans cette section). Il y a un peu plus de dispersion dans les valeurs mesurées pour l'essai CCTI.

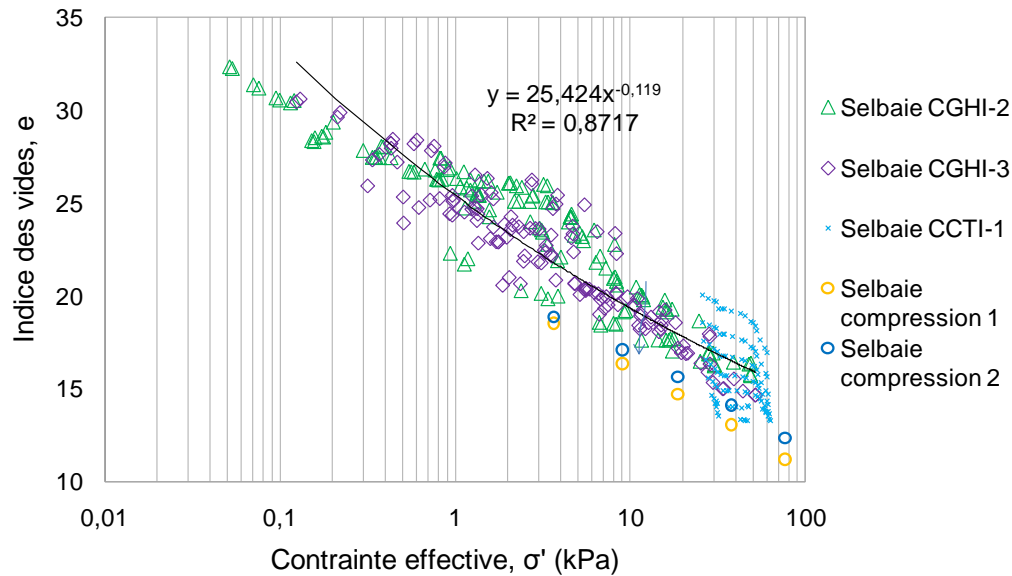


Figure 3.38 : Valeurs calculées et relation estimée entre l'indice des vides e et la contrainte effective σ' pour la boue de traitement Selbaie (échelle semi-logarithmique).

La figure 3.38 montre aussi les résultats d'essais de compression en petite colonne. Ces valeurs concordent assez bien avec la tendance des autres essais, même si l'indice des vides est plus faible.

Les relations empiriques obtenues pour la relation e - σ' peuvent être exprimées comme suit pour le kaolin :

$$\text{Essais CCTI :} \quad e = 2,9059 \cdot \sigma'^{-0,2} \quad (\text{avec } \sigma' \text{ en kPa}) \quad (3.15)$$

$$\text{Essais CGHI :} \quad e = 2,6506 \cdot \sigma'^{-0,19} \quad (\text{avec } \sigma' \text{ en kPa}) \quad (3.16)$$

La relation obtenue pour la boue de traitement Selbaie est :

$$\text{Essais CGHI et CCTI :} \quad e = 25,424 \cdot \sigma'^{-0,12} \quad (\text{avec } \sigma' \text{ en kPa}) \quad (3.17)$$

Ces relations s'appliquent pour toute la plage de contrainte considérée, sauf pour des valeurs très faibles ($\sigma' < 0,5$ kPa environ), où l'incertitude est plus grande et où la tendance semble être distincte (tel que déjà mentionné).

Les relations obtenues pour le kaolin (3.15, 3.16) et la boue de traitement (3.17) montrent une différence d'un ordre de grandeur au niveau du coefficient. Ceci serait lié à la plage des indices de vides pour les deux matériaux qui diffèrent d'un ordre de grandeur.

Les relations tirées de ces essais seront utilisées aux prochains paragraphes pour déterminer la valeur de certains paramètres requis pour la modélisation numérique.

3.4 Estimation des relations du modèle CCM

Diverses simulations numériques seront présentées au chapitre 4. Celles-ci sont basées sur l'utilisation d'une loi de comportement elasto-plastique formulées à partir du modèle Cam Clay Modifié (CCM), disponible dans le code d'éléments finis SIGMA/W (GEO-SLOPE International Ltd.)

Les principaux paramètres du matériau requis par le modèle CCM peuvent être déduits des résultats des essais au laboratoire, incluant les relations $e-\sigma'$ et $k-e$. Le modèle CCM utilisé par SIGMA/W emploie toutefois la relation $k-\sigma'$. Dans le cas présent, cette relation a été déduite en fusionnant les deux relations présentées à la section précédente soit $e-\sigma'$ et $k-e$, pour les deux matériaux étudiés (le kaolin et la boue de traitement).

La figure 3.39 présente la variation de la conductivité hydraulique k en fonction de la contrainte effective σ' déduite des résultats d'essais en colonne sur le kaolin.

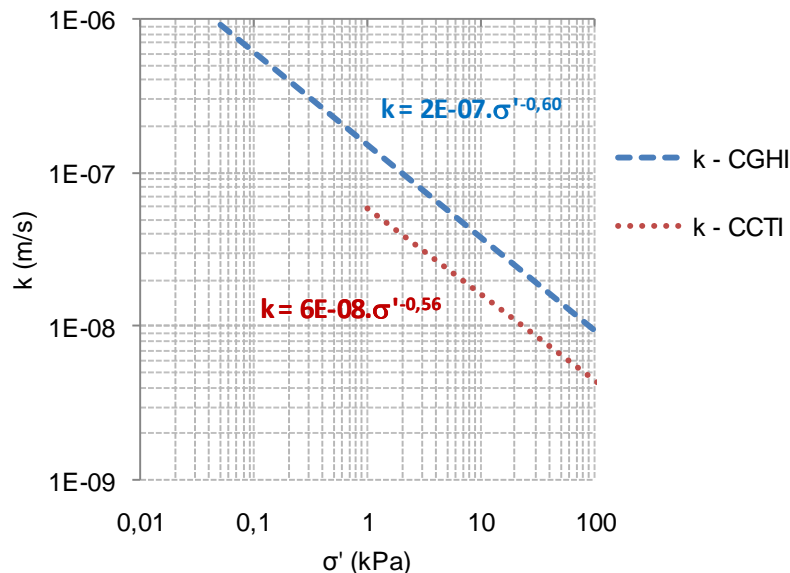


Figure 3.39 Variation de la conductivité hydraulique k avec la contrainte effective σ' pour le kaolin (déduite des deux types d'essai en colonne).

La figure 3.40 présente les valeurs de la conductivité hydraulique relative (« modified hydraulic conductivity », selon SIGMA/W) du kaolin, basée sur la valeur de normalisation de la conductivité hydraulique correspondant à une contrainte effective de 1 kPa : $k_{rel} = k/k_{(1 \text{ kPa})}$. Ces valeurs de k_{rel} sont déduites de la relation présentée à la figure 3.39. La relation $k_{rel} - \sigma'$ et la valeur de $k_{(1 \text{ kPa})}$ seront introduites dans SIGMA/W pour les simulations présentées au prochain chapitre. On constate que ces deux relations ($k_{rel} - \sigma'$) sont très semblables pour ces deux types d'essai sur le kaolin.

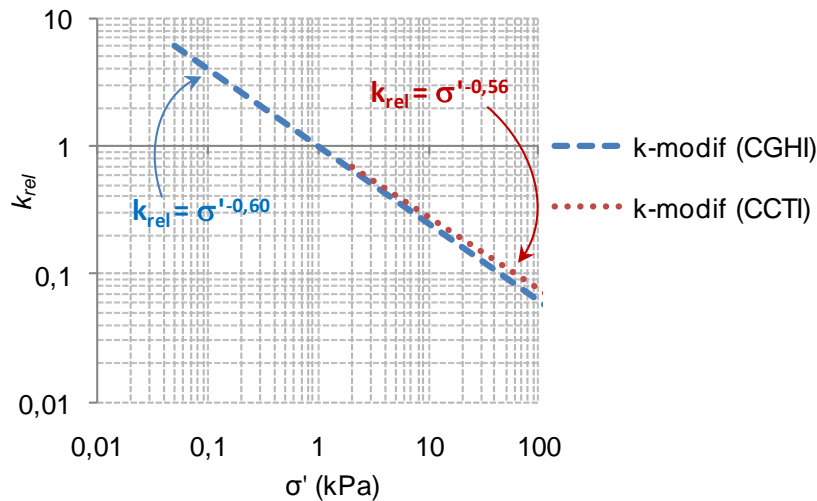


Figure 3.40 Valeurs k_{rel} (k normalisée par rapport à la valeur de la conductivité hydraulique correspondant à une contrainte effective de 1 kPa) pour le kaolin, pour les deux types d'essai.

La figure 3.41 présente la variation de la conductivité hydraulique des boues Selbaie en fonction de la contrainte effective déduite des essais en colonne. On constate que l'écart entre la valeur de la conductivité hydraulique pour les deux types d'essai est de plus d'un ordre de grandeur.

La figure 3.42 présente les valeurs de la conductivité hydraulique relative k_{rel} (normalisées par rapport à la valeur de la conductivité hydraulique correspondant à une contrainte effective de 1 kPa) pour la boue de traitement Selbaie. Ces valeurs sont déduites des relations présentées à la figure 3.41.

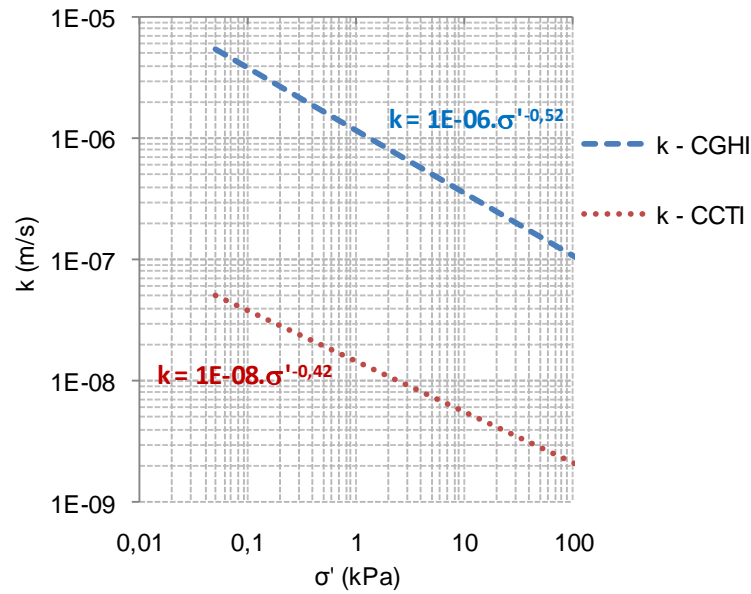


Figure 3.41 Variation de la conductivité hydraulique k avec la contrainte effective σ' pour la boue de traitement Selbaie (déduite des deux types d'essai).

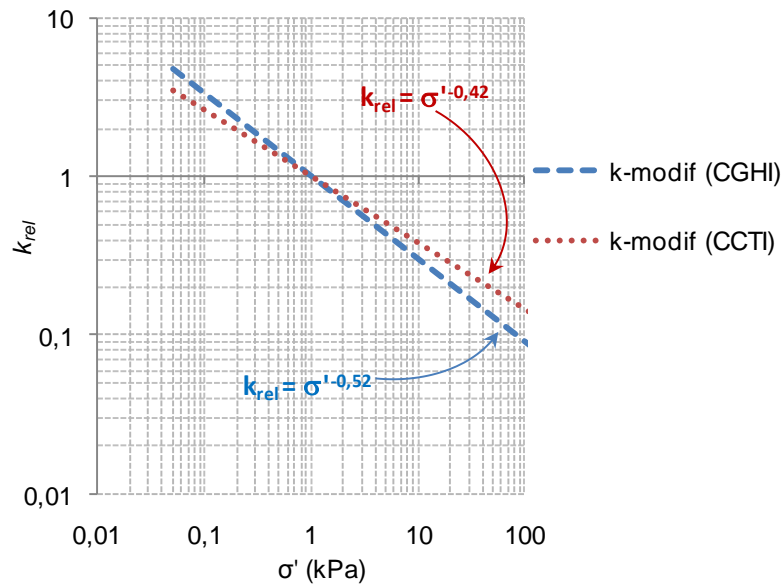


Figure 3.42 Valeurs de k_{rel} (k normalisée par rapport à la valeur de la conductivité hydraulique correspondant à une contrainte effective de 1 kPa) pour la boue de traitement Selbaie (pour les deux types d'essai).

Les modélisations qui seront présentées au chapitre 4 impliquent des matériaux saturés en tout temps. Il n'est pas donc nécessaire d'introduire les variations de k en fonction de la succion. Toutefois, le code SIGMA/W nécessite que l'utilisateur définisse une fonction de perméabilité non saturée. Comme cette fonction ne sera pas prise en compte dans nos calculs, la fonction de k non saturée fournie comme exemple (par le logiciel) a été adoptée.

Pour le modèle CCM, on a besoin des coefficients λ et κ , qui sont en relation directe avec l'indice de compression (C_c) et l'indice de décompression (C_r) (voir équations 4.1 et 4.2).

Le coefficient λ est défini comme suit :

$$\lambda = \frac{-\partial e}{\partial(\ln \sigma')} \quad (\sigma' \text{ en kPa}) \quad (3.18)$$

Les équations 3.15, 3.16 et 3.17 sont des relations de e - σ' en forme de loi de puissance :

$$e = a. \sigma'^b \quad (3.19)$$

Si on fait un changement des variables tel que $\ln \sigma' = u$ et que l'on dérive l'équation 3.18 par rapport à u on obtient :

$$\lambda = -a. b. \sigma'^b \quad (3.20)$$

On peut ici remplacer les paramètres a et b par les paramètres inclus dans les équations obtenues des résultats des essais de laboratoire. Pour le kaolin on obtient :

$$\text{Essais CCTI :} \quad \lambda = 0,581 . \sigma'^{-0,2} \quad (\sigma' \text{ en kPa}) \quad (3.21)$$

$$\text{Essais CGHI :} \quad \lambda = 0,504 . \sigma'^{-0,19} \quad (\sigma' \text{ en kPa}) \quad (3.22)$$

Pour la boue de traitement Selbaie, l'équation devient :

$$\text{Essais CGHI :} \quad \lambda = 3,051 . \sigma'^{-0,12} \quad (\sigma' \text{ en kPa}) \quad (3.23)$$

Les équations décrivant la relation entre λ et σ' (équ. 3.21, 3.22 et 3.23) peuvent être représentées graphiquement tel que montré à la figure 3.43 pour les trois cas (Selbaie-CGHI, Kaolin-CCTI et Kaolin-CGHI).

La figure 3.43 montre que les relations entre λ et σ' pour les deux types d'essai sur le kaolin sont proches l'une de l'autre.

Ces relations pourront être utilisées dans les simulations présentées au chapitre 4.

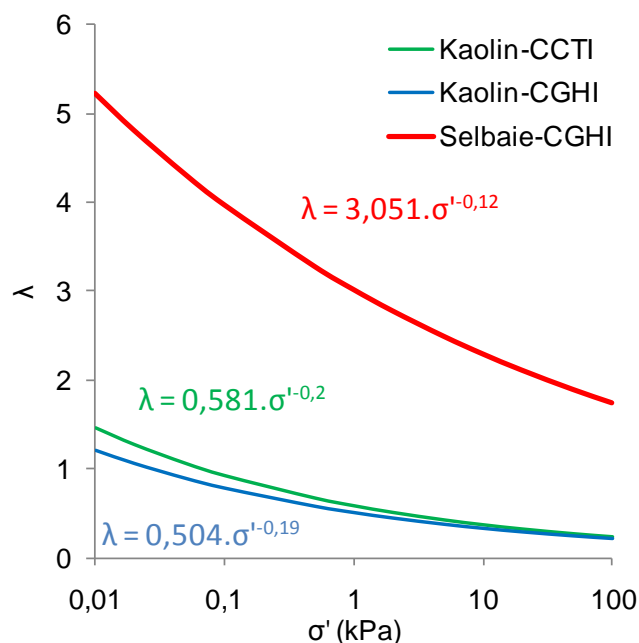


Figure 3.43 Variation du coefficient λ avec le niveau de la contrainte effective pour le kaolin et la boue de traitement Selbaie (Selbaie-CGHI, Kaolin-CCTI et Kaolin-CGHI).

Alternativement, les valeurs de λ (et κ) en fonction de σ' peuvent aussi être exprimées sous forme de tableau (avec des variations incrémentales). Les tableaux 3.5 et 3.6 présentent les valeurs de ces coefficients déduits de l'analyse des essais menés au laboratoire, pour le kaolin (essais Kaolin-CGHI) et les boues de traitement Selbaie (essais Selbaie-CGHI).

Tableau 3.5 : Valeurs des paramètres C_c , C_r , λ et κ en fonction de σ' (et e_0) pour le kaolin.

$\sigma' (kPa)$	C_c	C_r	λ	κ	e_0
0,05	2,07	0,207	0,90	0,090	4,7
0,1	1,81	0,181	0,79	0,079	4,1
0,3	1,47	0,147	0,64	0,064	3,3
0,5	1,33	0,133	0,58	0,058	3,0
0,75	1,23	0,123	0,53	0,053	2,8
1	1,17	0,117	0,51	0,051	2,7
2	1,02	0,102	0,44	0,044	2,3
5	0,86	0,086	0,37	0,037	1,9
10	0,75	0,075	0,33	0,033	1,7
20	0,66	0,066	0,29	0,029	1,5
50	0,55	0,055	0,24	0,024	1,3

Tableau 3.6 : Valeurs des paramètres C_c , C_r , λ et κ en fonction de σ' (et e_0) pour la boue de traitement Selbaie

$\sigma' (kPa)$	C_c	C_r	λ	κ	e_0
0,05	9,9	0,99	4,32	0,43	36,28
0,1	9,2	0,92	3,97	0,40	33,41
0,2	8,4	0,84	3,66	0,37	30,76
0,3	8,0	0,80	3,49	0,35	29,31
0,5	7,6	0,76	3,28	0,33	27,58
0,75	7,2	0,72	3,13	0,31	26,28
1	7,0	0,70	3,02	0,30	25,40
2	6,4	0,64	2,78	0,28	23,39
5	5,7	0,57	2,50	0,250	20,97
10	5,3	0,53	2,30	0,230	19,31
20	4,9	0,49	2,12	0,212	17,78
50	4,4	0,44	1,90	0,190	15,95

Dans ces tableaux, les valeurs de C_c ont été calculées selon la dérivée première de la relation de puissance entre e et σ' . La valeur de C_r est estimée comme 1/10 de la valeur de C_c pour la boue de traitement et 1/5 pour le kaolin. Cette proportionnalité entre les valeurs de C_r et C_c est couramment utilisée (Vermeer et Neher, 1999), et elle correspond assez bien aux valeurs déduites des nos essais de compression en petite colonne pour la boue de traitement et d'autres tirées de la littérature pour le kaolin (Navarro et al., 2007).

On remarque aussi que les valeurs des paramètres C_c , C_r , λ , κ et e_0 précités pour la boue de traitement (tableau 3.6) sont un ordre de grandeur plus grandes que celles estimées pour le kaolin (tableau 3.5) pour une contrainte effective σ' donnée.

Au chapitre suivant ces valeurs seront utilisées dans les modélisations numériques. Une discussion plus élaborée des résultats expérimentaux et des résultats des simulations sera présentée à la fin du chapitre 4.

CHAPITRE 4 ANALYSE NUMÉRIQUE DU COMPORTEMENT DES BOUES ET DISCUSSION DES RÉSULTATS

4.1 Généralités

Les bases physiques et les principales théories pour l'analyse de la sédimentation et de la consolidation ont été présentées aux chapitres précédents. Des matériaux très poreux, incluant des boues de traitement du drainage minier acide, ont été testés en grandes colonnes pour caractériser leur comportement vis-à-vis du tassement. Les résultats des essais ont été présentés et interprétés pour déterminer les principales propriétés qui interviennent dans le processus de sédimentation et de consolidation qui suit la déposition des matériaux dans les colonnes d'essai. Des relations empiriques, issues de lois de comportement présentées au chapitre 1, ont été déterminées pour les variations de l'indice des vides e en fonction de la contrainte effective σ' et pour celles de la conductivité hydraulique k en fonction de l'indice des vides e .

Dans ce chapitre, les relations empiriques et les propriétés déterminées pour la boue de traitement sont utilisées pour mener à bien une étape d'analyse numérique. Une modélisation de la phase de consolidation hydrodynamique des essais en grande colonne, est présentée en premier, suivie de simulations du comportement des boues dans des bassins d'entreposage. La solution de Gibson (1958) et des résultats de mesures (en laboratoire et sur le terrain) tirés de la littérature sont aussi présentés pour valider l'approche numérique proposée.

4.1.1 Objectifs

Le principal but de la modélisation est l'analyse du problème à l'étude. Ceci doit se faire sur la base des raisons pour lesquelles on veut modéliser, selon des objectifs clairement identifiés.

En général, les principales raisons pour procéder à une modélisation peuvent inclure les justifications suivantes (Potts et Zdravkovic, 1999) :

- Identifier les paramètres qui gouvernent un phénomène;
- Mieux comprendre des processus et aider à exercer notre capacité d'analyse;
- Faire des prédictions quantitatives;
- Comparer différentes alternatives.

Pour cela, il faut choisir le logiciel (ou les logiciels) adapté(s) en fonction de la modélisation numérique à effectuer. Les facteurs économiques, de disponibilité et de compatibilité (dans le cas de modélisations qui font interagir plus d'un logiciel) ont une influence dans le choix à effectuer. Cet aspect est abordé dans ce qui suit.

4.1.2 Choix du logiciel

Un nouveau logiciel peut être développé dans le cadre d'un projet de recherche, tel celui-ci décrit dans cette thèse. Cependant cette alternative peut demander un volume de travail très important et beaucoup de temps. Dans certains cas, ceci peut être un des principaux objectifs d'un projet, mais dans d'autre cas, comme pour celui-ci, la modélisation n'est qu'une des étapes du projet. Dans ce contexte, une solution pratique est d'adopter un logiciel existant. À cet égard, divers logiciels commerciaux ont été développés pour solutionner une gamme de problèmes pour lesquelles ils ont été testés et validés. Ceci est un grand avantage, par rapport au développement d'un logiciel ou code propre, notamment en économie du temps. De plus, l'interface et les fonctionnalités (maillage, sorties graphiques, exportation des données) permettent de se familiariser et d'utiliser rapidement avec le logiciel.

Le logiciel retenu ici est le code SIGMA/W de GEO-SLOPE International Ltd. (version 7.17). Il s'agit d'un logiciel commercial dont l'utilisation est assez répandue pour des applications en géotechnique. SIGMA/W est basé sur un modèle numérique qui peut simuler mathématiquement un processus physique réel de déformation (d'un sol) en réponse à l'application d'une charge (poids propre ou externe). SIGMA/W utilise la méthode des éléments finis pour analyser la relation contrainte-déformation dans des structures géotechniques. Pour l'analyse de la consolidation (déformation en raison d'un changement des contraintes effectives et des pressions interstitielles), le code SIGMA/W peut être couplé avec le code SEEP/W (analyse dynamique des changements des pressions interstitielles). Ceci offre l'avantage de pouvoir calculer la dissipation des surpressions interstitielles et la déformation progressive de la structure (du sol) pour une configuration donnée (géométrie, matériau, charges, condition aux limites). Une analyse partiellement couplée est aussi possible pour certaines applications. Dans ce dernier cas, une analyse avec SEEP/W est faite pour déterminer l'évolution des pressions interstitielles et une analyse avec SIGMA/W est effectuée par la suite pour déterminer les déformations en utilisant les valeurs des pressions interstitielles calculées auparavant avec SEEP/W. Bien qu'utilisé pour

certaines calculs préliminaires, ce dernier logiciel n'a pas été requis pour les simulations qui seront présentées dans ce qui suit.

GEO-SLOPE International Ltd., la compagnie canadienne qui a développé les logiciels SIGMA/W et SEEP/W, propose plusieurs autres logiciels qui permettent de résoudre une gamme de problèmes dans le domaine de la géotechnique et de l'hydrogéologie. Plusieurs chercheurs et étudiants de l'École Polytechnique de Montréal utilisent des licences de GEO-SLOPE International Ltd. Ceci a motivé, en partie, le choix du logiciel SIGMA/W.

Pour réaliser une modélisation (simulation) numérique, il faut définir :

- Le modèle conceptuel;
- La géométrie du problème (ou du modèle);
- La géométrie du maillage en fonction du niveau d'approximation (précision recherchée) du calcul et de la complexité du problème (difficulté de convergence dans la résolution des équations différentielles) et des résultats attendus (parfois, il y a un intérêt à connaître certains paramètres dans une région ou point particuliers);
- Les conditions aux frontières;
- Les lois de comportement à utiliser et les paramètres du sol (ou matériau) requis par le code.

Concernant le dernier point, SIGMA/W offre une série d'approches (ou modèles de comportement) pour analyser les problèmes de géotechnique. Le choix du modèle se fait selon le type d'analyse et les caractéristiques des matériaux (gravier, sable, argile, silt, résidus, sédiments, boues, etc.). Dans le cadre de ce projet, les matériaux étudiés sont le kaolin et les boues de traitement du drainage minier acide. Le modèle Cam Clay Modifié, développé pour analyser le comportement des sols mous (notamment les argiles), a été retenu pour la modélisation de la consolidation des matériaux. Il a été jugé que les caractéristiques de ce modèle de comportement seraient à même de reproduire les principales caractéristiques expérimentales observées ici; ceci est confirmé par les résultats qui seront présentés dans ce qui suit.

4.1.3 Commentaires sur le logiciel SIGMA/W

L'approche adoptée par le code SIGMA/W pour résoudre des problèmes de consolidation est basée sur la théorie de diffusion, c'est-à-dire la théorie de consolidation proposée par Terzaghi

(1943). Cette théorie, comme la plupart d'autres modèles utilisés en géotechnique, est valide dans le domaine des petites déformations. Dans le cas présent, des déformations importantes (grands déplacements) sont observées pour le matériau pendant le processus de consolidation. Cependant, si le pas de temps (pour le calcul) et la taille des éléments du maillage sont choisis suffisamment petits, une résolution du problème avec la théorie des petites déformations peut donner une bonne approximation. Pour cela, il faut toutefois actualiser certains paramètres en cours de calcul, afin que chaque étape (ou sous-étape) n'engendre que de petites perturbations dans chaque 'couche' du modèle. On peut alors traiter le problème des grandes déformations comme une suite d'étapes de calcul en petite déformation, grâce à la réinitialisation (actualisation) de certains paramètres clés, comme il sera démontré ici.

Initialement, la modélisation d'un essai oedométrique sur une argile a été faite afin d'évaluer la capacité du code à reproduire des résultats connus (documentés). Cet exercice de validation a aussi permis de tester les procédures et options disponibles pour la modélisation d'un problème classique en géotechnique. Les divers cas de modélisation plus spécifiques à ce projet sont présentés par la suite.

4.1.4 Simulation d'un essai oedométrique

Le résultat d'un essai oedométrique de laboratoire sur une argile bleue (« Blue Clay »), tiré de la littérature (Bowles, 1978, essai no 13), a été reproduit numériquement.

L'échantillon a une hauteur initiale (H_0) de 20,00 mm et un diamètre de 62,14 mm. L'indice des vides initial $e_0 = 0,845$. Le poids volumique initial est $20,55 \text{ kN/m}^3$.

La figure 4.1 présente le schéma conceptuel de l'essai oedométrique simulé.

Le maillage généré est associé à un chargement unidimensionnel. Il est composé d'éléments rectangulaires d'une largeur égale au diamètre de l'échantillon, avec une hauteur de 0,2 mm. L'échantillon d'argile est donc formé par 100 éléments rectangulaires. On utilise un matériau fictif pour simuler l'application des surcharges, avec un maillage plus grossier, composé d'éléments rectangulaires d'une largeur égale au diamètre de l'échantillon, avec une hauteur de 0,1 m.

Les frontières extérieures ne peuvent pas se déplacer horizontalement; la base de l'échantillon d'argile ne peut pas se déplacer horizontalement, ni verticalement.

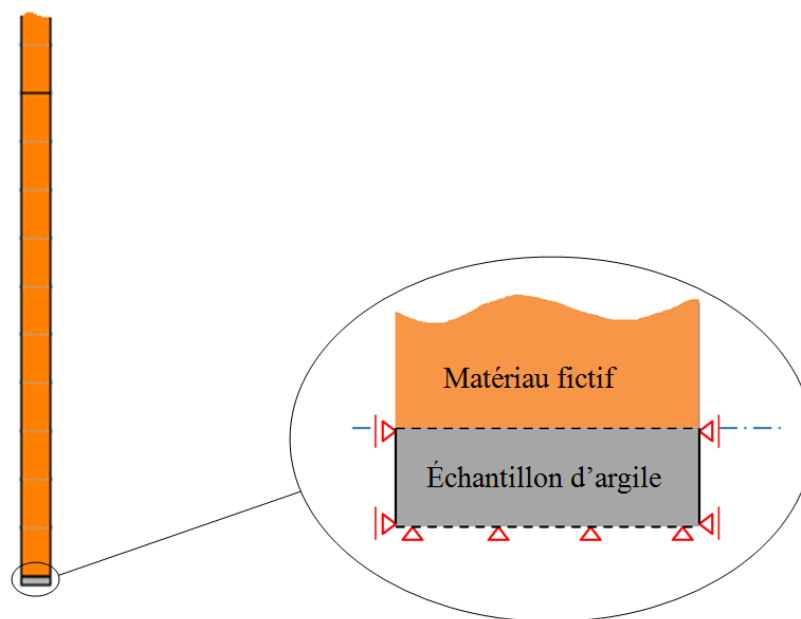


Figure 4.1 : Schéma du modèle conceptuel d'un essai oedométrique simulé avec SIGMA/W.

Une charge de pression (« Head») de 20 mm de colonne d'eau est appliquée de façon permanente aux frontières supérieure et inférieure de l'échantillon d'argile. Le tableau 4.1 présente les données tirées des résultats de l'essai de laboratoire.

Tableau 4.1 : Données tirées des résultats de l'essai au laboratoire sur l'argile bleue (tiré de Bowles, 1978).

σ'_v (kPa)	e	t_{50} (min)	c_v (cm ² /min)
0	0,845	-	-
25	0,815	10	0,0194
50	0,791	22	0,0089
100	0,755	33	0,0055
200	0,705	19	0,0091
400	0,639	15	0,0108
800	0,572	14	0,0107
1600	0,510	7,4	0,0186

Au tableau 4.1, la première colonne présente les valeurs de la contrainte verticale (σ_v') appliquée pour chaque palier de charge de l'essai oedométrique. On y retrouve aussi l'évolution de l'indice de vides (e) au début de chaque palier, le temps requis pour obtenir 50% de consolidation pour chaque palier de charge (t_{50}) et le coefficient de consolidation (c_v) estimé à l'aide de la construction de Casagrande (e.g. Holtz et al., 2010).

La simulation numérique a été réalisée en 7 étapes, une pour chaque palier de charge. À chaque étape, une colonne de matériau fictif est ajoutée. Ce matériau (sec) a un comportement élastique avec une grande rigidité ($E = 9 \times 10^8 \text{ N/m}^2$) et un poids volumique de 25 kN/m^3 . Chaque mètre de colonne de matériau fictif ajoutée exerce donc une contrainte verticale de 25 kPa. Le modèle de comportement CCM (Cam Clay Modifié), décrit sommairement à la section 1.7.3 a été utilisé pour représenter l'argile. Les paramètres du modèle CCM ont été déduits des données de l'essai oedométrique. Le tableau 4.2 présente les paramètres estimés de ces résultats expérimentaux (les définitions de ces paramètres ont été présentées à la section 3.1).

Tableau 4.2 : Paramètres estimés à partir des données du laboratoire – essai oedométrique sur argile bleue (résultats tirés de Bowles, 1978).

σ_v' (kPa)	a_v (1/kPa)	k_{lab} (m/h)	κ	λ
0				
25	1,2E-03	7,4E-07	0,0149	
50	9,6E-04	2,8E-07	0,0346	
100	7,2E-04	1,3E-07	0,0519	
200	5,0E-04	1,5E-07		0,0721
400	3,3E-04	1,2E-07		0,0952
800	1,7E-04	6,4E-08		0,0967
1600	7,7E-05	5,4E-08		0,0894

Le coefficient de compressibilité (a_v) est estimé à l'aide de l'équation 3.2, pour chaque palier de chargement. La conductivité hydraulique (k_{lab}) est déduite des données du laboratoire à l'aide de l'équation 3.3. Les valeurs de κ (pente de la ligne de compression en phase surconsolidée) et de λ (pente de la ligne de compression en phase normalement consolidée) sont obtenues à l'aide des équations suivantes :

$$\kappa = \frac{-de}{d \ln \sigma'} \quad (4.1)$$

$$\lambda = \frac{-de}{d \ln \sigma'} \quad (4.2)$$

Les résultats de la simulation numérique de l'essai oedométrique sont présentés par la figure 4.2. Les points expérimentaux sont aussi présentés sur la même figure.

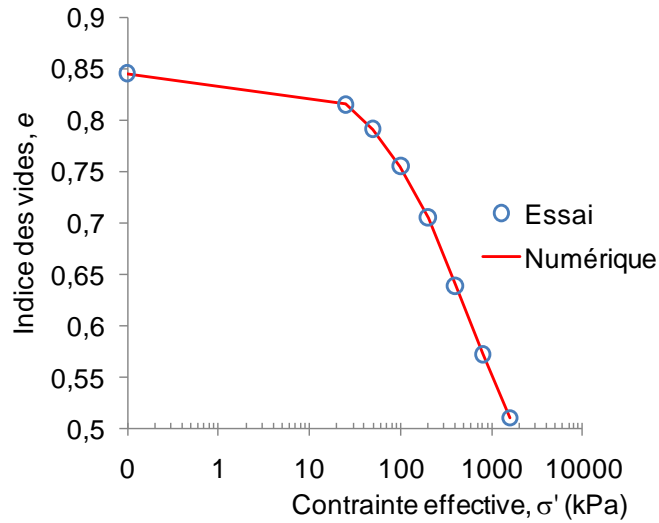


Figure 4.2 : Courbe de compression d'un essai oedométrique sur l'argile bleue simulé avec le logiciel SIGMA/W et points expérimentaux (données tirées de Bowles, 1978).

La figure 4.2 montre que le résultat global (courbe de consolidation e vs $\log \sigma'$) de l'essai oedométrique a été bien reproduit par la modélisation numérique avec SIGMA/W. Le code permet aussi d'analyser d'autres aspects associés à un tel essai. Par exemple, la figure 4.3 présente le résultat de la simulation (pour $\sigma_v' = 100$ kPa) de la dissipation des pressions interstitielles en fonction de la position dans l'échantillon d'argile. On observe sur la figure 4.3 que la pression interstitielle en excès u_e est pratiquement dissipée 5 à 6 heures après l'application du palier de charge. On constate que le schéma de cette dissipation de u_e est conforme à celui décrit par la théorie de consolidation de Terzaghi (e.g. Bowles, 1984)

On rappelle ici que la pression interstitielle inclut deux principales composantes: $u = u_0 + u_e$, où u_0 est la pression hydrostatique (à l'équilibre) et u_e la pression interstitielle en excès. Comme la contrainte effective $\sigma' = \sigma - u$ (où σ est la contrainte totale, on peut écrire $\sigma' = \sigma - u_0 - u_e$. Pour

plusieurs problèmes analysés en géotechnique impliquant un chargement rapide (e.g. essai oedométrique) la contrainte totale σ due au chargement externe engendre une augmentation équivalente de la pression interstitielle en excès u_e . Par la suite, la contrainte totale σ et la pression hydrostatique u_0 peuvent demeurer constantes, mais au fur et à mesure que la pression interstitielle en excès u_e se dissipe (avec une baisse de u), il y a augmentation de la contrainte effective qui croît proportionnellement. On a donc $\Delta u = \Delta u_e$ (avec $u_0 = \text{constante}$) et $\Delta \sigma' = -\Delta u_e$. Dans la suite, les résultats des simulations seront souvent présentés en termes de la dissipation des pressions interstitielles en excès; il faut retenir que la dissipation de la pression u_e produit une augmentation égale de la contrainte effective. Ceci explique le terme $\Delta \sigma' = -\Delta u$ ajouté sur la figure 4.3.

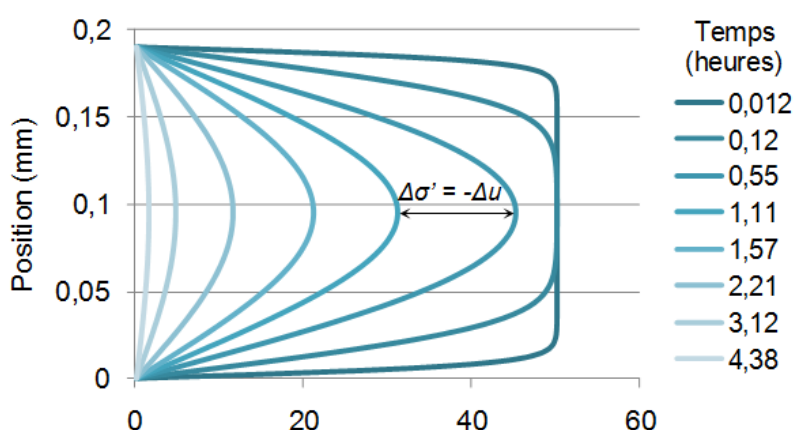


Figure 4.3 : Dissipation des pressions interstitielles en excès u_e après l'application de la contrainte verticale de 100 kPa.

La figure 4.4 présente le résultat simulé pour la diminution de la hauteur de l'échantillon en fonction du temps suite à l'application d'un palier de charge ($\sigma_v' = 100$ kPa). Après 54 heures, la courbe se fait asymptotique à la ligne horizontale pointillée (hauteur final de 0,181 mm pour ce palier de chargement), ce qui correspond à une dissipation complète des pressions interstitielles en excès (voir figure 4.3). La valeur du t_{50} (le temps correspondant à la moitié du tassement pour le palier de chargement) est ici de 0,55 heures.

Le tableau 4.3 présente les valeurs de la conductivité hydraulique (k_{num}) obtenues à partir des simulations numériques (de façon itérative), pour chaque palier de chargement. Ces valeurs de k_{num} ont permis d'obtenir le même t_{50} (pour chaque palier de chargement) que les valeurs

expérimentales de l'essai oedométrique. Le tableau 4.3 présente aussi les valeurs de la conductivité hydraulique estimées directement des résultats de l'essai oedométrique, selon la relation entre k et c_v (du tableau 4.2).

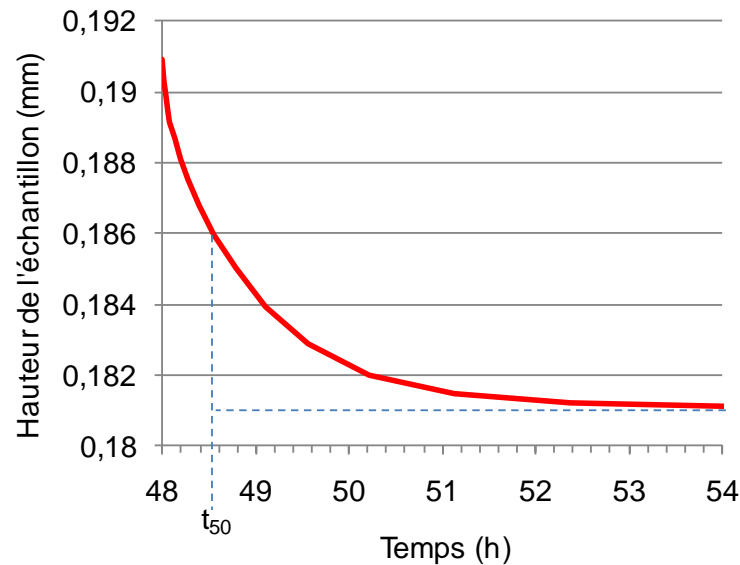


Figure 4.4 : Résultats de la simulation montrant la hauteur de l'échantillon en fonction du temps pour le palier avec une contrainte verticale de 100 kPa, et estimation du paramètre t_{50} .

Tableau 4.3 : Comparaison entre la conductivité hydraulique estimée numériquement et celle déduite des résultats de l'essai oedométrique.

p (kPa)	k_{lab} (m/h)	k_{num} (m/h)
25	7,4E-07	6,2E-07
50	2,8E-07	4,8E-07
100	1,3E-07	2,7E-07
200	1,5E-07	3,6E-07
400	1,2E-07	2,5E-07
800	6,4E-08	1,4E-07
1600	5,4E-08	1,2E-07

On peut observer que les valeurs de k_{num} sont plus élevées (à peu près le double) que celles tirées de l'essai (k_{lab}), excepté pour le premier palier pour lequel les valeurs sont semblables. Le niveau précision limité de la méthode graphique de Casagrande pour la détermination de c_v pourrait expliquer, en partie, cette différence.

Nonobstant ces écarts (jugés relativement mineurs dans le présent contexte), les résultats montrés ici (et d'autres non présentés dans la thèse) permettent de conclure que le code SIGMA/W est en mesure de simuler correctement le comportement des sols mous (et matériaux analogues) en phase de consolidation. Nous montrerons dans ce qui suit que le code peut aussi reproduire correctement les essais en grande colonne sur des matériaux encore plus déformables, lorsque les conditions d'utilisation sont adaptées à celles de tels essais.

4.2 Simulation des essais en colonne instrumentée

La simulation des deux types d'essais en grande colonne, présentés aux chapitres précédents (CCTI et CGHI), a été réalisée. Le but premier de cette modélisation était d'évaluer la capacité du logiciel et du modèle choisis de reproduire les résultats obtenus lors des essais. Dans ce cas, la modélisation numérique apporte un éclairage complémentaire aux résultats expérimentaux.

Les caractéristiques des simulations des essais en colonnes sont présentées ici, avec les particularités inhérentes à chaque type d'essais et aux matériaux testés. Les résultats de ces modélisations sont aussi comparés aux résultats expérimentaux.

Comme on l'a déjà mentionné, les étapes générales pour la création d'un modèle numérique pour un problème particulier incluent la définition de :

- la géométrie du modèle,
- la géométrie du maillage,
- les conditions aux frontières,
- les paramètres du matériau requis par le modèle choisi (CCM dans le cas présent).

La géométrie est celle de la colonne employée pour les essais au laboratoire, définie en condition axisymétrique. La figure 4.5 présente un schéma de la colonne remplie de boue jusqu'à une élévation de 1,5 m. Cette figure montre une moitié de la colonne pour une configuration axisymétrique. La largeur de la colonne est identique à celle de la colonne du laboratoire, c'est-à-dire 0,15 m (donc 0,075 m pour la moitié). Toutes les frontières sont imperméables, sauf en haut de la colonne.

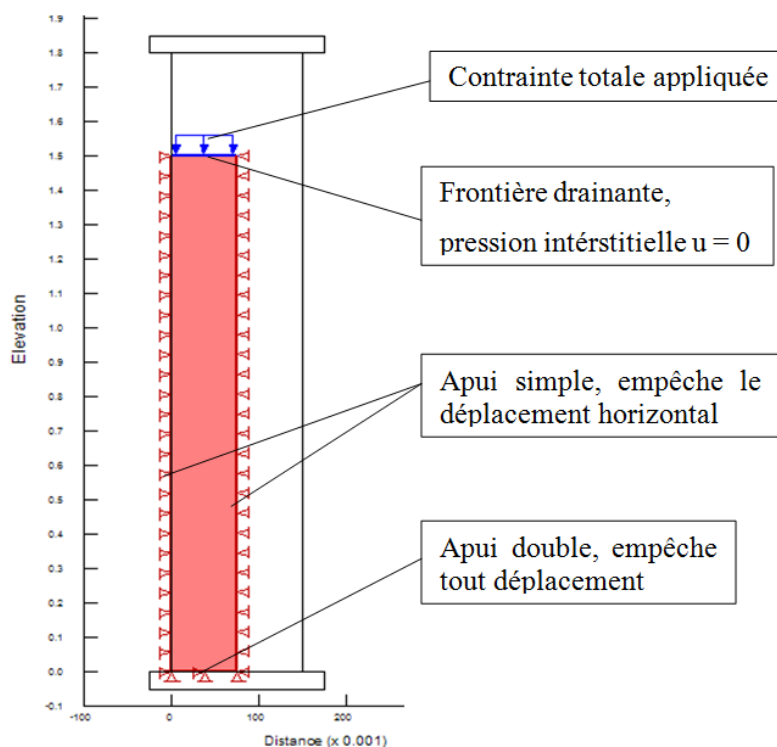


Figure 4.5 Schéma du modèle axisymétrique d'un essai en colonne simulé avec SIGMA/W.

Le maillage a été défini pour un calcul selon une déformation verticale. Le processus de consolidation peut être décrit comme un échange entre particules « solides » (qui vont migrer vers le bas) et de particules d'eau (qui migrent vers le haut) entre les couches (éléments géométriques du maillage), tout en respectant le principe de conservation de la masse. Les éléments du maillage sont de 1 mm de hauteur par 75 mm de largeur.

Les conditions aux frontières sont différentes selon le type d'essai à modéliser. Pour les deux types d'essai en colonne, les éléments peuvent se déplacer verticalement mais pas horizontalement. L'élément à la base de la colonne ne peut pas se déplacer verticalement. La position des surfaces drainantes et l'application des surcharges sont différentes selon le type d'essai.

Le tableau 3.6, présenté au chapitre 3, montre que les valeurs des coefficients λ et κ changent grandement avec la contrainte effective. Pour la plupart des applications en géotechnique, les valeurs de λ et κ sont considérées comme des constantes : on considère alors des valeurs moyennes de λ et κ (constantes) pour toute la plage de variation de la contrainte effective (et de déformation).

Dans notre cas, les variations de λ et κ sont plus importantes que dans la plupart des applications géotechniques. Pour faire face à ces variations, la solution adoptée est de séparer le processus de calcul en plusieurs (sous-)étapes. La colonne est ainsi divisée en plusieurs couches (ou sections verticales, voir figure 4.6), car la contrainte effective varie avec la position verticale. On prend alors des valeurs moyennes de λ et κ selon la variation des contraintes effectives de chaque couche au début de chacune des étapes de la modélisation.

Ceci permet aussi d'actualiser ces paramètres, ainsi que ceux calculés directement par le code (comme l'indice des vides e), à chaque étape de calcul, de sorte que chaque étape se fait en « petit déplacement » alors que l'ensemble du processus produit un grand déplacement. Cette approche de calcul est discutée à nouveau à la dernière section du chapitre.

Les particularités de la modélisation menée pour chaque matériau et types d'essai sont données aux paragraphes suivants.

4.2.1 Simulation d'un essai CGHI sur la boue Selbaie

Un premier essai de consolidation avec chargement par gradient hydraulique imposé (CGHI) sur la boue Selbaie a été simulé afin de tenter de reproduire les résultats obtenus au laboratoire, et pour aider à leur analyse. La figure 4.6 présente un schéma du modèle axisymétrique de la colonne d'essai simulé avec SIGMA/W.

Après avoir testé des modèles préliminaires et évaluer les paramètres qui contrôlent la convergence de la solution numérique, avec une actualisation des paramètres en fonction de l'évolution des contraintes effectives (σ') et de l'indice des vides initial (e_0) pour chaque étape, il a été déterminé que le problème peut être analysé correctement en divisant verticalement la colonne en 16 sections (ou couches). Les sections sont plus courtes à proximité des frontières supérieure et (surtout) inférieure car la variation des contraintes effectives (et des pressions interstitielles) y est plus marquée. La hauteur totale de la colonne (échantillon de boue) est de 1,378 m. À partir de l'extrémité supérieure de l'échantillon, on ajoute 5 m d'un matériau virtuel avec les caractéristiques de l'eau. Les 5 m de colonne d'eau sont subdivisés en sections (couches) verticales qui correspondent aux paliers de la charge hydraulique requise pour générer les gradients hydrauliques imposés.

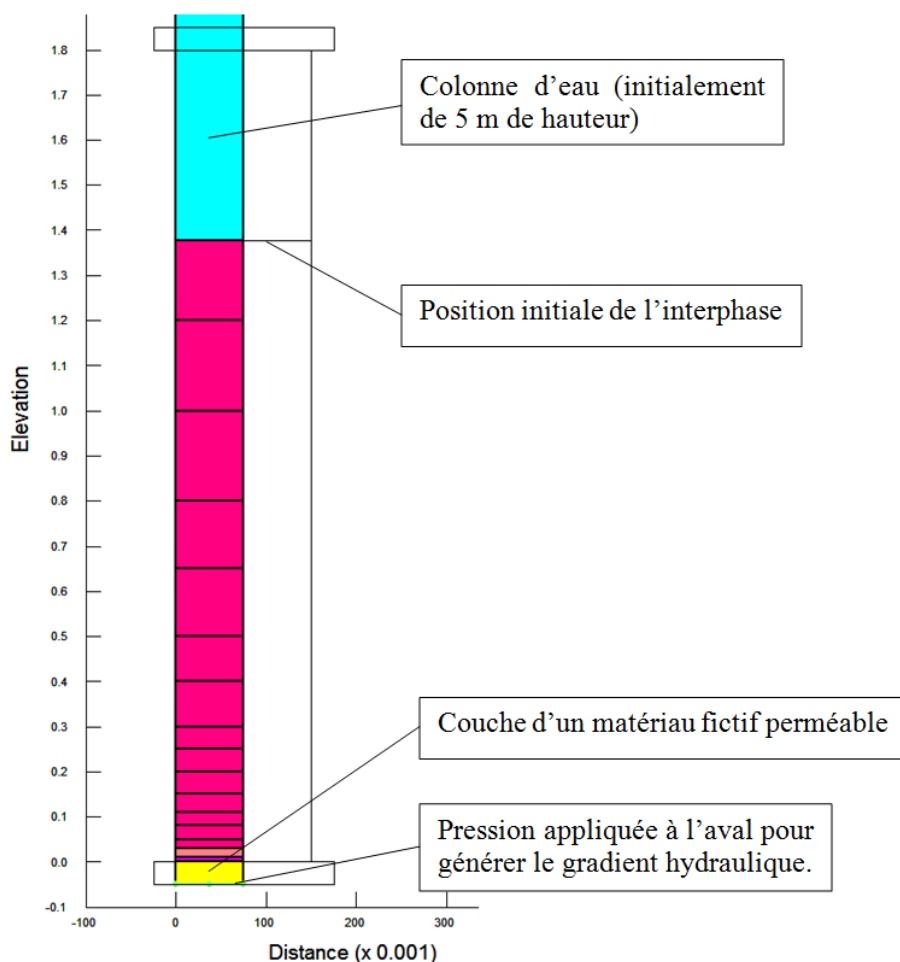


Figure 4.6 Schéma du modèle axisymétrique d'un essai CGHI simulé avec SIGMA/W.

Les éléments du maillage pour les sections sous l'élévation 0,8 m ont 2 mm de hauteur par 75 mm de largeur (incluant la section avec le matériau fictif perméable décrit plus bas, voir figure 4.6). Pour les sections entre 0,8 m et 1,378 m, les éléments du maillage ont 5 mm de hauteur par 75 mm de largeur. Pour les 5 m supérieures (« colonne d'eau »), les éléments du maillage ont une hauteur de 100 mm.

Des conditions aux frontières ont été décrites à la section 4.2. Aussi, des surfaces drainantes existent à la partie supérieure de l'échantillon de boue (à la frontière avec la « colonne d'eau ») et à la partie inférieure du matériau fictif. Une charge hydraulique de 6,428 m est appliquée à la partie inférieure du matériau fictif).

La friction aux parois a été considérée comme négligeable et une valeur du coefficient de Poisson $\nu = 0.02$ a été adoptée. Une valeur du coefficient des terres en repos $K_0 = 1$ a été adoptée pour

l'étape initiale. Lee (1979) et Lee et Sills (1981) suggèrent des valeurs de $v \leq 0,05$ et $K_0 = 1$ pour une suspension ($\sigma' \approx 0$).

Le temps total du calcul a été divisé en 18 étapes. À la fin de chaque étape de calcul, les propriétés du matériau (λ et κ) sont actualisées dans chaque section selon le niveau de la contrainte effective ($\sigma'(e)$) (voir tableau 3.6).

Une couche d'un matériau fictif, rigide et plus perméable que la boue ($k_{sat} = 3,5 \cdot 10^{-5}$ m/s) est ajoutée à la base de la colonne, afin de simuler le drainage via le géotextile (placé à la base dans la colonne du laboratoire). Ceci permet de simuler des variations de pression progressives à cette extrémité de la colonne.

La dynamique du calcul consiste à lancer la première étape (sur 18) de la simulation. La contrainte effective moyenne (σ') pour chaque section (couche) de la colonne est alors obtenue des résultats simulés. On vérifie si la valeur de λ et κ du matériau correspondent à ce niveau de contrainte effective (σ') selon le tableau 3.6. Ces valeurs sont actualisées pour les sections où ces valeurs de λ et κ ne correspondent pas. On passe ensuite à la prochaine étape de calcul avec les valeurs actualisées de λ et κ (et de e , qui correspond à σ' tout au long de la simulation). Ceci peut prendre plusieurs cycles de vérification avant de compléter la simulation (avec toutes les étapes du calcul).

Des résultats de la modélisation de l'essai CGHI sur la boue de traitement Selbaie sont présentés à la figure 4.7, qui montre la dissipation des pressions interstitielles en excès u_e durant l'étape de consolidation sous le poids propre.

Il peut être observé sur la figure 4.7 que les pressions interstitielles dans la partie inférieure de la colonne se dissipent rapidement en raison du drainage au bas. Les pressions se dissipent rapidement également dans la partie supérieure (en comparaison avec le taux de dissipation pour l'essai CCTI – présenté plus loin). Après un temps de 9 jours, les pressions interstitielles en excès se sont dissipées à plus de 80%.

La figure 4.8 présente le tassement de l'interface eau/boue en fonction du temps pour tout l'essai. Sur la figure 4.8, on peut voir que l'étape de consolidation sous le poids propre produit un grand tassement (50% du tassement total). L'application des gradients produit des tassements additionnels. On peut aussi distinguer le petit rebondissement vers la fin de l'essai, après la décharge.

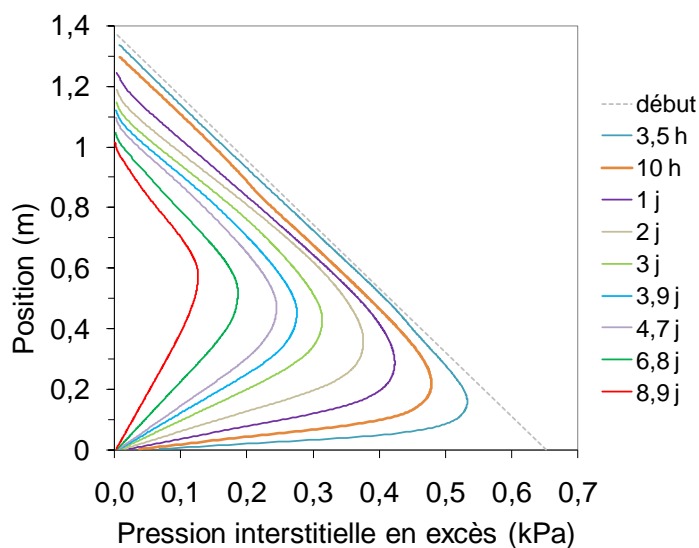


Figure 4.7 : Simulation de la dissipation des pressions interstitielles en excès u_e durant l'étape de consolidation sous poids propre sur la boue de traitement Selbaie. Drainage vers le haut et vers le bas.

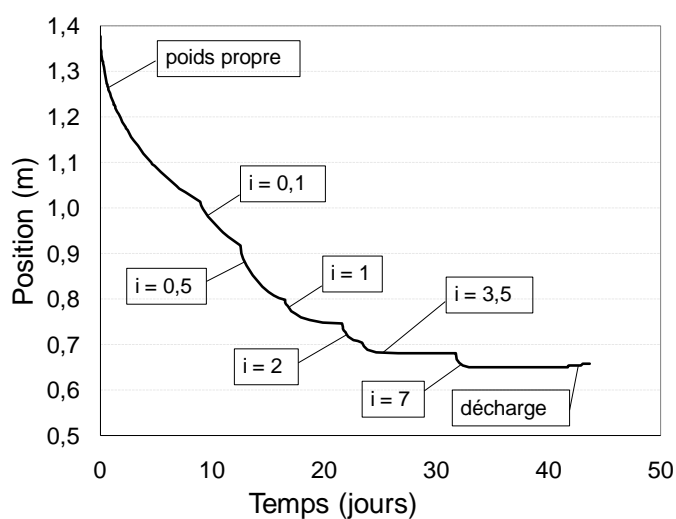


Figure 4.8 : Position de l'interface eau/boue en fonction du temps pour un essai CGHI sur la boue de traitement obtenue par la simulation réalisée avec SIGMA/W.

La figure 4.8 montre la grande déformation qui se produit du début à la fin de l'essai. L'échantillon a une hauteur initiale de 1,38 m et une hauteur finale de 0,66 m; le tassement est donc de 0,72 m (52% de la hauteur initiale).

La figure 4.9 présente l'évolution des profils de l'indice de vides dans le temps.

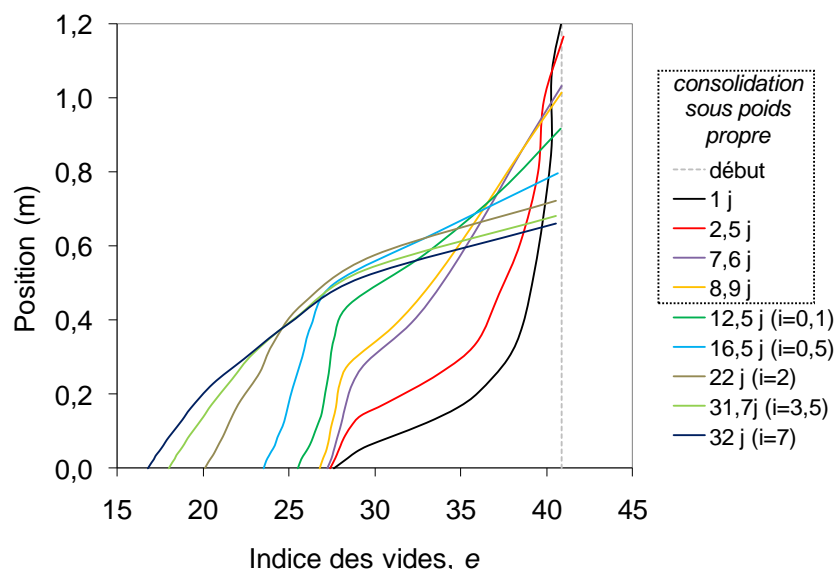


Figure 4.9 : Simulation numérique de l'évolution des profils de l'indice des vides avant et après l'application des surcharges pour un essai CGHI sur la boue de traitement Selbaie.

Sur la figure 4.9, on voit que l'indice des vides se réduit rapidement aux positions inférieures; après 1 jour, la valeur diminue de $e \approx 41$ à $e \approx 28$. Dans cet essai CGHI, on note qu'il y a une différence importante de l'indice des vides le long de la colonne, avec des valeurs de e beaucoup plus petites en bas que dans le haut de l'échantillon (où e varie peu).

La figure 4.10 présente le résultat de la simulation comparé aux mesures de la dissipation de la pression interstitielle en excès pour l'étape de la consolidation sur poids propre.

Sur la figure 4.10, on observe une bonne correspondance entre les résultats numériques et les données de laboratoire. Initialement, la pression interstitielle en excès se dissipe un peu plus rapidement avec le modèle numérique que dans l'essai, mais la tendance s'inverse quelque peu vers la fin. La différence la plus grande est de 0,05 kPa au début de l'essai (premier jour); cette différence est petite si l'on tient compte de la sensibilité des capteurs de pression utilisés (0,05 kPa). La figure 4.11 présente la position de l'interface eau/boue en fonction du temps pour tout l'essai.

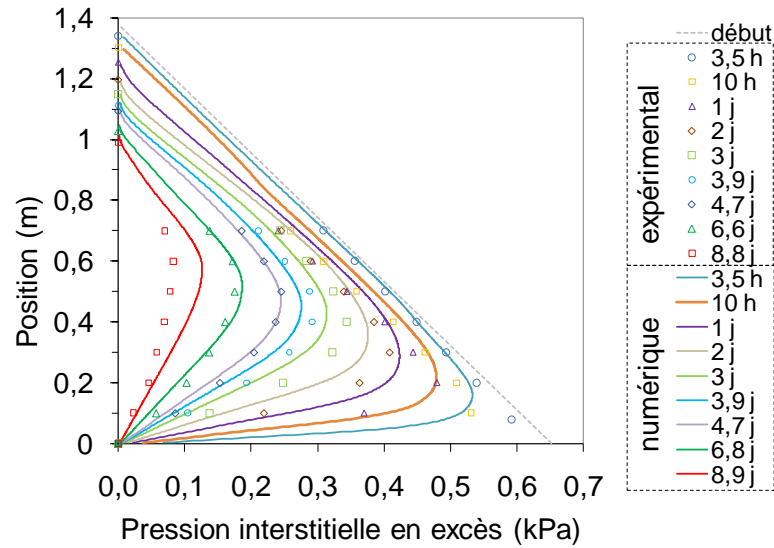


Figure 4.10 : Dissipation des pressions interstitielles en excès u_e durant l'étape de consolidation sous poids propre sur la boue de traitement; comparaison des résultats numériques et expérimentaux pour un essai CGHI. Drainage vers le haut et vers le bas.

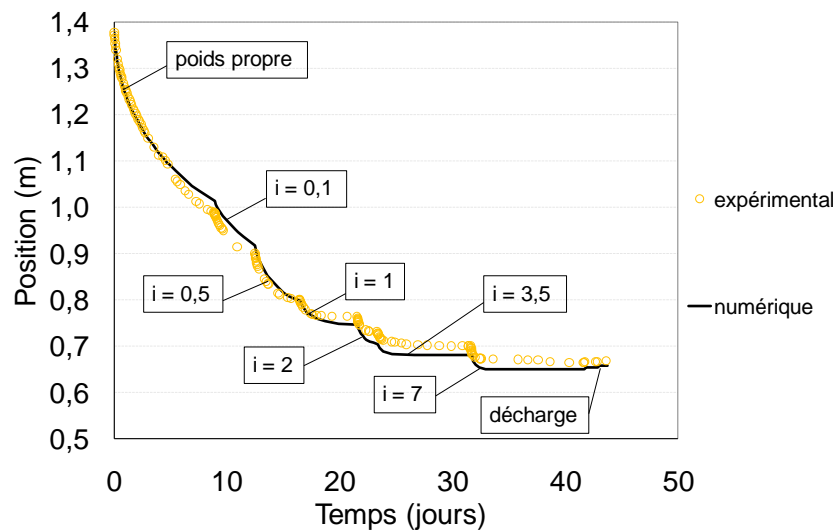


Figure 4.11 : Position de l'interface eau/boue en fonction du temps pour un essai CGHI sur la boue de traitement; comparaison des résultats expérimentaux et numériques.

Sur la figure 4.11, on peut observer une bonne concordance entre les résultats expérimentaux et numériques. Comme ces mesures expérimentales sont directes et précises (n'étant pas assujetties aux problèmes potentiels de l'instrumentation), on peut conclure que le modèle numérique

construit ici permet de simuler correctement la réponse des boues en terme de leur tassement sous leur poids propre et sous chargement hydraulique.

La figure 4.12 présente les profils de l'indice des vides e pendant toute la durée de l'essai. Sur cette figure, on voit que les profils de l'indice des vides obtenus numériquement sont assez semblables à ceux obtenus expérimentalement surtout au début de l'essai (3 premiers jours). Les tendances sont semblables, mais les valeurs des indices de vides montrent une certaine différence (10 % en moyenne) plus tard au cours de l'essai. Ces écarts pourraient être dus à la grande dispersion des résultats expérimentaux, tel que montrée aux figures 3.35 et 3.36 (chapitre 3).

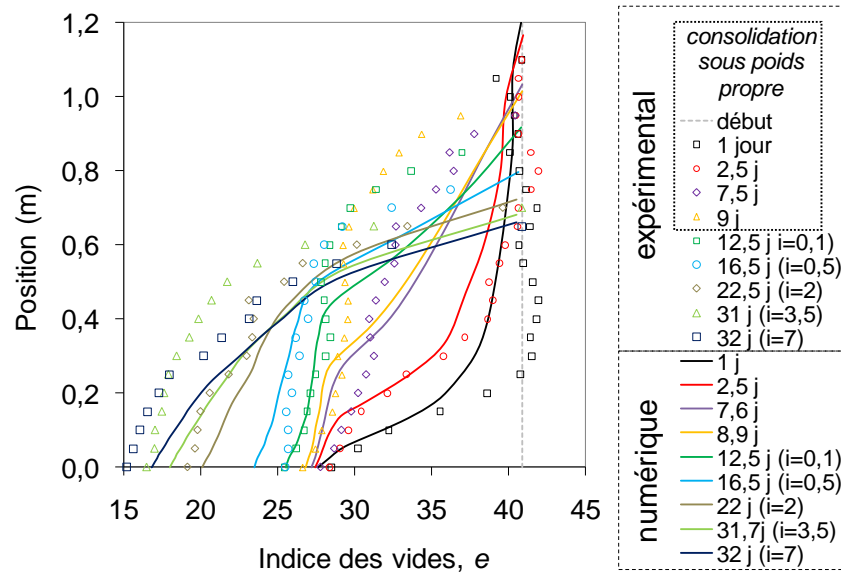


Figure 4.12 : Comparaison des données expérimentales (points) et numériques (lignes) de l'évolution des profils de l'indice des vides, avant et après l'application des surcharges pour un essai CGHI sur la boue de traitement.

On peut donc dire que, de façon générale, les résultats numériques montrent un comportement assez semblable aux résultats expérimentaux pour l'essai CGHI sur la boue de traitement, avec des valeurs relativement proches pour l'évolution de l'indice des vides, de la pression interstitielle en excès et du tassement.

4.2.2 Simulation d'un essai CCTI sur la boue Selbaie

L'approche pour la simulation d'un essai de chargement avec contrainte totale imposée (CCTI) est globalement similaire à celle de l'essai CGHI, déjà présentée; on discute ici des particularités de la modélisation propre à un essai CCTI.

La figure 4.13 présente un schéma du modèle axisymétrique de la colonne d'essai simulé avec SIGMA/W pour l'essai CCTI

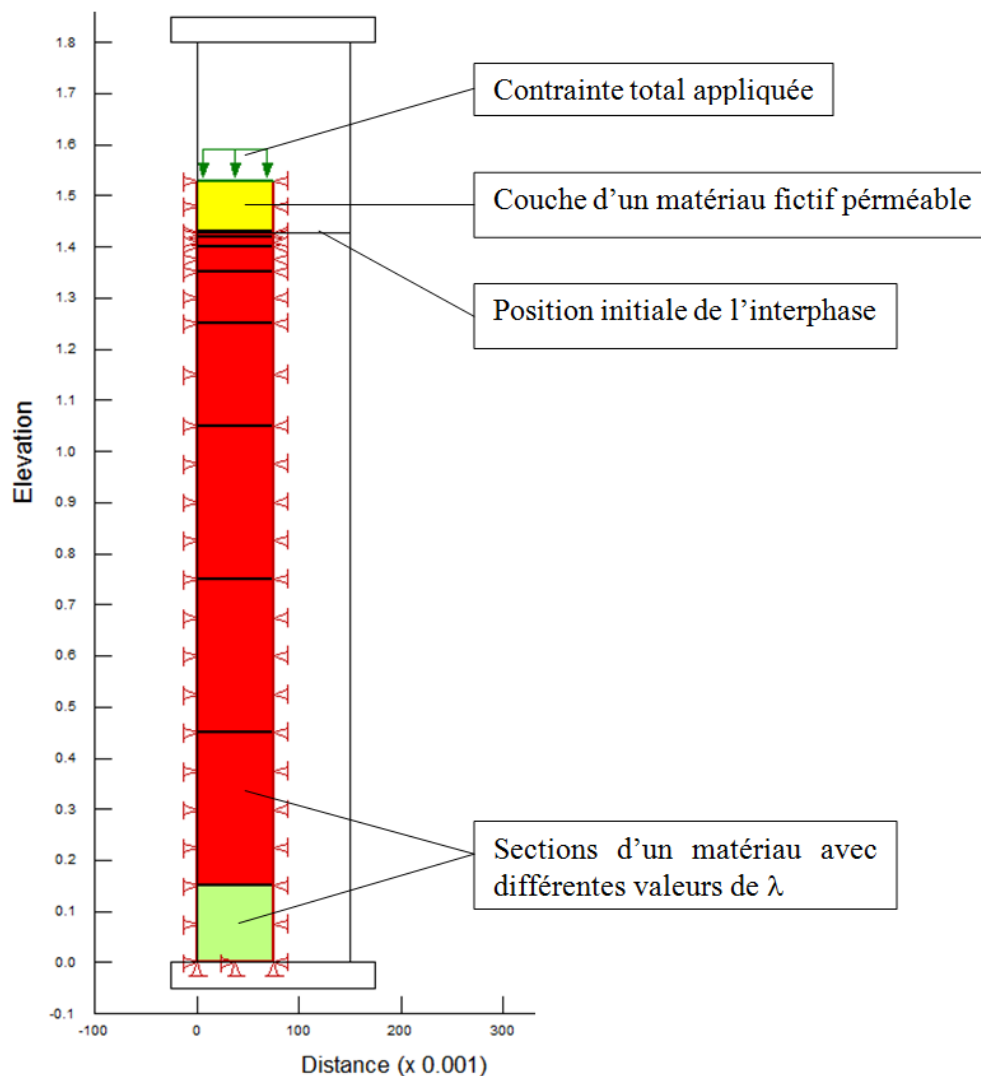


Figure 4.13 Schéma du modèle axisymétrique d'un essai CCTI simulé avec SIGMA/W.

L'analyse des résultats pour extraire les paramètres et relations requises aux simulations a d'abord été faite en traitant de façon distincte les deux types d'essais (CCTI et CGHI). Toutefois, on a observé que les simulations réalisées avec les paramètres découlant directement des essais

CCTI, notamment pour la relation $k-e$ qui est très différente de celle obtenue des essais CGHI (voir Chap. 3), ne correspondent pas bien aux principales observations expérimentales. Pour cette raison, on a refait les simulations des essais CCTI avec les paramètres des essais CGHI. Comme on le verra dans la suite, les résultats sont beaucoup plus concluants, ce qui laisse croire que les essais à gradient contrôlé sont plus représentatifs du comportement réel des boues; cet aspect est discuté à la fin du chapitre.

Après avoir analysé divers modèles préliminaires, il a été décidé de diviser la colonne verticalement en 9 sections (couches). Les sections sont plus petites à proximité des frontières inférieure et (surtout) supérieure car la variation des contraintes effectives (et des pressions interstitielles) y en est plus grande. Le maillage et les conditions aux frontières ont été décrits à la section précédente. La friction a été considérée comme négligeable et une valeur du coefficient de Poisson $\nu = 0.02$ a été adoptée. Une valeur du coefficient des terres en repos $K_0 = 1$ a été adoptée pour l'étape initiale. Lee (1979) et Lee et Sills (1981) suggèrent des valeurs du $\nu \leq 0,05$ et $K_0 = 1$ pour une suspension ($\sigma' \approx 0$).

Le temps total du calcul a été divisé en 24 étapes. À la fin de chaque étape de calcul, les propriétés du matériau (λ et κ) sont actualisées dans chaque section (couche) selon le niveau de la contrainte effective et de l'indice des vides correspondant ($\sigma'(e)$) (voir tableau 3.6 au chapitre 3). Une couche d'un matériau fictif rigide et plus perméable que la boue ($k_{sat} = 3,5 \cdot 10^{-5}$ m/s) est ajoutée pour le premier palier de surcharge afin de simuler l'effet du piston dans l'essai. Ceci permet d'avoir une dissipation des pressions progressive. Une fonction a été créée pour les autres paliers de charge, permettant d'appliquer une contrainte totale imposée constante pour chaque palier suivant.

La dynamique du calcul consiste à lancer la première étape (sur 24) du calcul. Ensuite, la contrainte effective moyenne (σ') pour chaque section de la colonne est obtenue des résultats simulés. On vérifie si les valeurs de λ et κ du matériau correspondent à ce niveau de contrainte effective (σ') selon le tableau 3.6. Ces valeurs sont actualisées pour les sections (couches) pour obtenir les « bonnes valeurs » de λ et κ . Une fois que les valeurs de λ et κ correspondent aux contraintes calculées, on passe à la prochaine étape de calcul. Ceci peut prendre plusieurs cycles de vérification avant de compléter la simulation (pour toutes les étapes du calcul).

Les résultats de la modélisation d'un essai CCTI sur la boue de traitement sont présentés dans la suite.

La figure 4.14, montre d'abord la dissipation des pressions interstitielles en excès u_e durant l'étape de consolidation sous le poids propre (avec drainage vers le haut seulement).

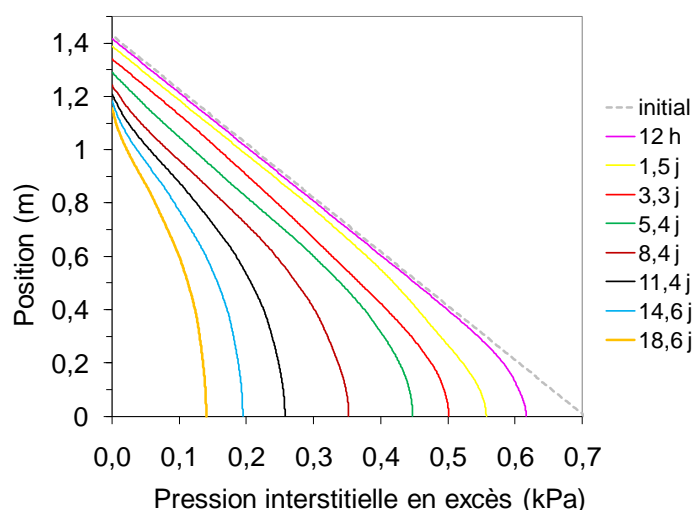


Figure 4.14 : Simulation de la dissipation des pressions interstitielles en excès u_e durant l'étape de consolidation sous poids propre sur la boue de traitement Selbaie.

Il peut être observé sur la figure 4.14 que les pressions interstitielles en excès ont peu diminué durant les 12 heures qui suivent le début de l'essai; la ligne (12 h) est donc presque parallèle à la ligne de l'état initial. Cependant, on peut observer une dissipation à la base de la colonne (premiers 0,2 m) en raison de la consolidation qui a eu lieu dans cette partie de la colonne (avec une augmentation des contraintes effectives). Proche du fond (position 0 m), les profils deviennent quasi-verticaux assez rapidement par la suite. Il peut être observé aussi sur la figure 4.14 qu'il y a une légère courbure inverse à partir de 8,4 jours en raison du tassement et des contraintes effectives à proximité de la surface.

La figure 4.15 présente le tassement de l'interface eau/boue en fonction du temps pour l'ensemble de l'essai. Sur cette figure, on peut voir que l'étape de consolidation sous le poids propre est la plus longue, et celle qui produit le plus grand tassement. Les paliers de surcharge suivent. On peut aussi distinguer le petit rebondissement qui suit la décharge vers la fin de l'essai. La figure 4.15 montre la grande déformation qui se produit du début à la fin de l'essai; l'échantillon a une hauteur initiale de 1,43 m et une hauteur finale de 0,6 m. Le tassement est de 0,83 m (58% de la hauteur initiale).

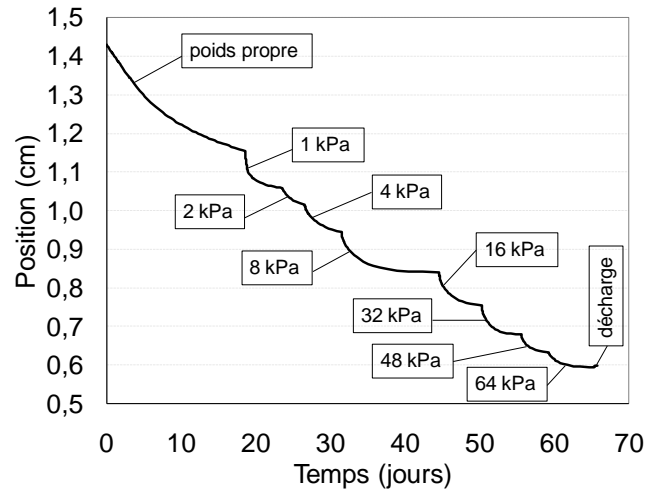


Figure 4.15 : Position d'interface eau/boue en fonction du temps pour un essai CCTI sur la boue de traitement, obtenue par la simulation réalisée avec SIGMA/W.

La figure 4.16 présente l'évolution des profils de l'indice de vides dans le temps.

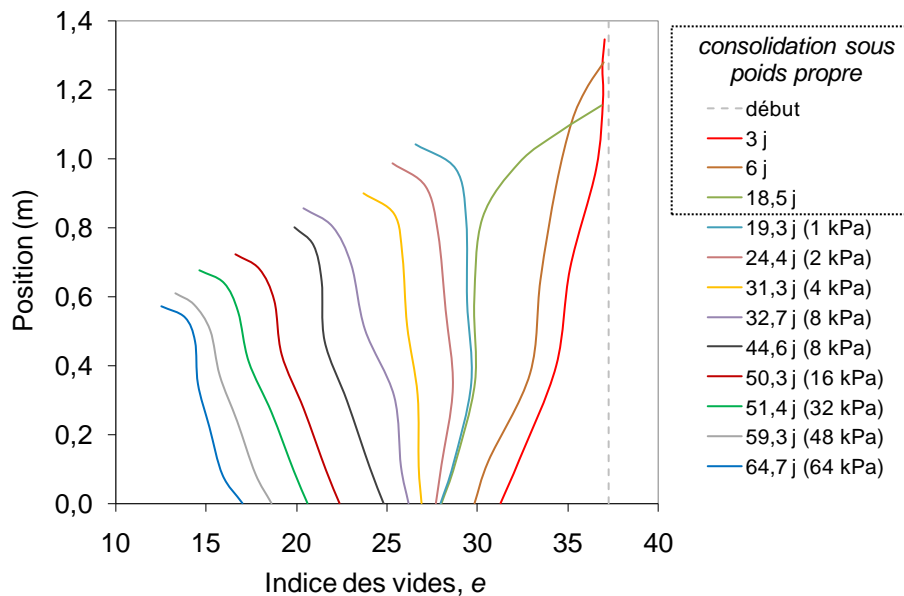


Figure 4.16 : Simulation numérique de l'évolution des profils de l'indice des vides avant et après l'application des surcharges sur la boue de traitement Selbaie.

On observe sur cette figure une diminution plus importante de l'indice de vides durant les premiers 3 jours aux positions en bas de 0,6 m et encore plus en bas de 0,2 m, passant d'un indice des vides initial $e_0 \approx 37$ à une valeur finale de $e_f < 32$. Vers la fin de l'étape de consolidation sous poids propre, la valeur de e est plus uniforme avec $e \approx 28$ à la position 0 m et $e \approx 30$ à la position

0,8 m. Sur la figure 4.16, on observe aussi que les profils de l'indice des vides changent d'inclinaison en raison de la contrainte appliquée dans la partie supérieure. Avec le drainage, l'indice de vides diminue plus rapidement dans la partie supérieure que dans la partie inférieure de la colonne. Vers la fin de l'essai, $e \approx 17$ à la position 0 m et $e \approx 14$ à la position 0,8 m.

Une comparaison entre les résultats obtenus en laboratoire et des simulations numériques pour l'essai CCTI sur la boue de traitement est présentée à la figure 4.17, pour la dissipation de la pression interstitielle en excès pour l'étape de la consolidation sur poids propre.

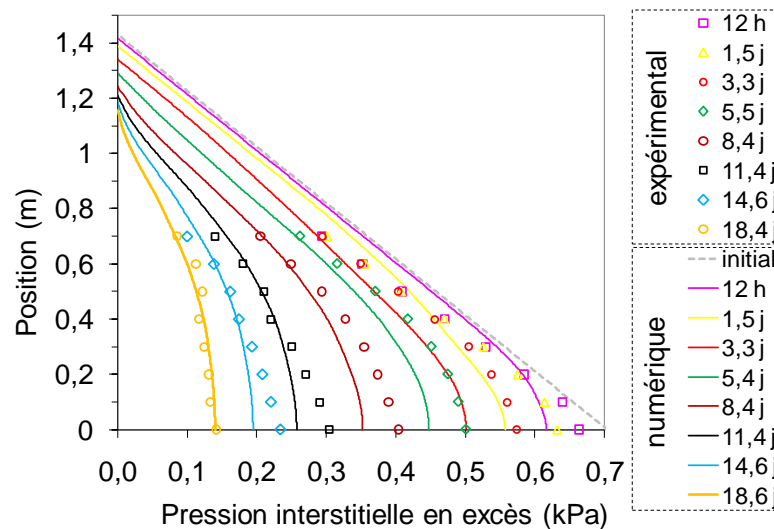


Figure 4.17 : Dissipation des pressions interstitielles en excès u_e durant l'étape de consolidation sous poids propre sur la boue de traitement; comparaison des résultats numériques et expérimentaux (drainage vers le haut seulement).

Sur la figure 4.17 on observe une assez bonne correspondance entre les résultats expérimentaux et numériques. La différence la plus grande est de 0,07 kPa à 8,4 jours en bas de la colonne; cette différence est du même ordre de grandeur que la sensibilité des capteurs de pression utilisés (0,05 kPa). Cette différence diminue après 8,4 jours et elle tend à disparaître pour le profil de pression interstitielle en excès après 18,6 jours. Notons ici que les écarts observés ici au niveau de la pression interstitielle ne sont pas totalement une surprise puisque les relations $k-e-\sigma'$ utilisées pour cette simulation sont issus de l'essai CGHI (et non de l'essai CCTI) tel que mentionné plus haut; nous reviendrons sur ce point dans la discussion à la fin du chapitre.

La figure 4.18 montre une comparaison pour la position de l'interface eau/boue en fonction du temps.

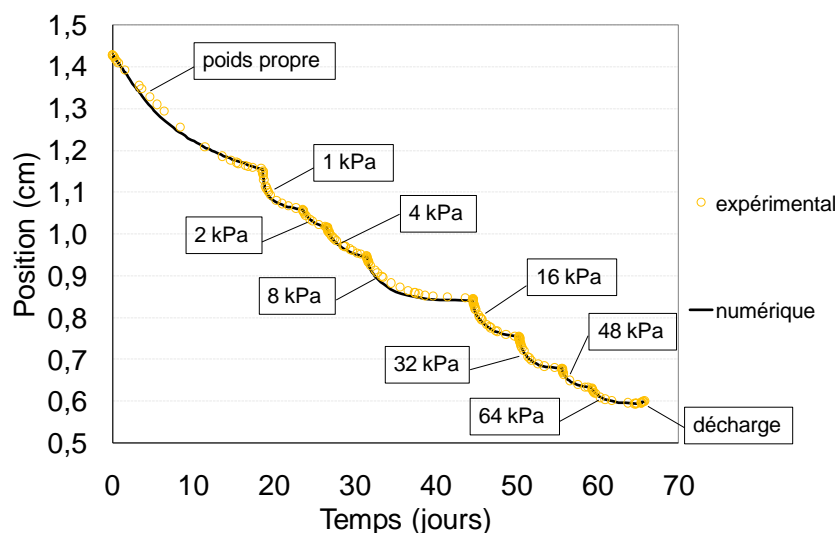


Figure 4.18 : Position de l'interface eau/boue en fonction du temps pour un essai CCTI sur la boue de traitement; comparaison des résultats expérimentaux et numériques.

Sur la figure 4.18, on peut observer une forte ressemblance entre les résultats expérimentaux et numériques. Cette très bonne concordance est une indication forte que les paramètres utilisés pour la simulation de cet essai CCTI (qui sont issus des données de l'essai CGHI) représentent bien le comportement de la boue, du moins en ce qui a trait aux déformations induites tout au long de l'essai sous charge totale.

La figure 4.19 présente une comparaison des profils de l'indice des vides pendant toute la durée de l'essai. Sur cette figure, on voit que pour la consolidation sous poids propre (0 à 19 j), les profils des indices de vides obtenus numériquement sont assez semblables à ceux obtenus expérimentalement, sauf pour les positions de 0 à 0,2 m. Ceci concorde bien avec la figure 4.17, qui montre aussi que la consolidation se produit un peu plus rapidement avec le modèle numérique que dans l'essai au laboratoire (selon la lecture des capteurs). Pour les profils obtenus après chargement (à partir de 19 j), les profils numériques (obtenus avec les paramètres de l'essai CGHI) semblent prendre du retard face aux profils expérimentaux de l'essai CCTI, surtout aux positions supérieures. On note aussi que les valeurs de l'indice de vides obtenues expérimentalement pour 24,4 et 31,3 jours montrent une certaine augmentation dans la colonne; ce phénomène n'est pas reproduit par le modèle numérique. Cette augmentation semble être reliée à une imprécision dans la mesure de l'indice de vides (i.e. densité), qui est un paramètre très sensible aux petites fluctuations (cet effet pourrait être exacerbé par l'application très rapide

des surcharges durant cet essai). Par la suite (après 44 jours), les profils expérimentaux et numériques se rapprochent et montrent des valeurs assez semblables vers la fin de l'essai.

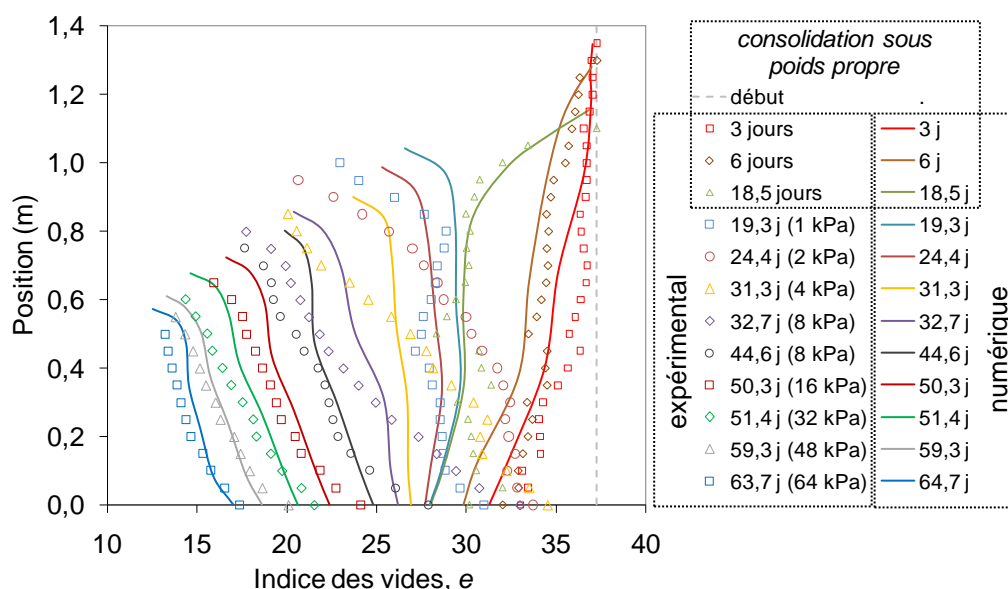


Figure 4.19 : Comparaison des données expérimentales (points) et résultats numériques (lignes) sur l'évolution des profils de l'indice des vides, avant et après l'application des surcharges pour un essai CCTI sur la boue de traitement Selbaie.

En général, on peut donc dire que les résultats numériques, obtenus avec les paramètres déduits de l'essai CGHI, montrent un comportement semblable aux résultats expérimentaux observés durant l'essai CCTI sur la boue de traitement, avec des valeurs très proches au niveau du tassement, et assez proches pour l'indice des vides et la pression interstitielle en excès. Ces résultats permettent de croire que le modèle peut reproduire correctement le comportement des boues, ce qui nous permettra d'analyser leur réponse dans les bassins d'entreposage, plus tard dans ce chapitre.

4.2.3 Simulation d'un essai en colonne de Been et Sills

Afin d'évaluer la validité de l'approche numérique proposée et utilisée ici, il a été jugé utile de tenter de reproduire d'autres types de résultats d'essais tirés de la littérature. À cette fin, un des essais présenté par Been et Sills (1981) a été retenu afin d'analyser si cette approche permet de reproduire correctement ces résultats avec SIGMA/W. L'essai (no 15) analysé ici a été mené à l'aide d'un dispositif expérimental composé d'une colonne en plexiglas, de capteurs de pression

et d'un densitomètre aux rayons X. Le matériau testé est un sédiment de Combwich (Somerset, Royaume Uni) qui a été tamisé ($< 75 \mu\text{m}$) produisant un silt avec 30% d'argile. Le matériau a été mélangé avec de l'eau du robinet, et versé dans la colonne où les processus de sédimentation et consolidation sous poids propre ont été observés. Les auteurs considèrent que l'effet de la friction sur la paroi de la colonne d'essai (10 cm de diamètre interne) est négligeable.

La hauteur initiale de l'échantillon est de 64,3 cm, le poids volumique $\gamma_0 = 11,2 \text{ kN/m}^3$, la densité des grains solides $D_r = 2,7$ et l'indice des vides initial $e_0 = 11$.

La figure 4.20 présente les données expérimentales de 6 essais en colonne menés sur les sédiments de Combwich. Les valeurs de l'indice de vides pour divers niveaux de contraintes et de conductivité hydraulique pour divers indices des vides y sont présentées.

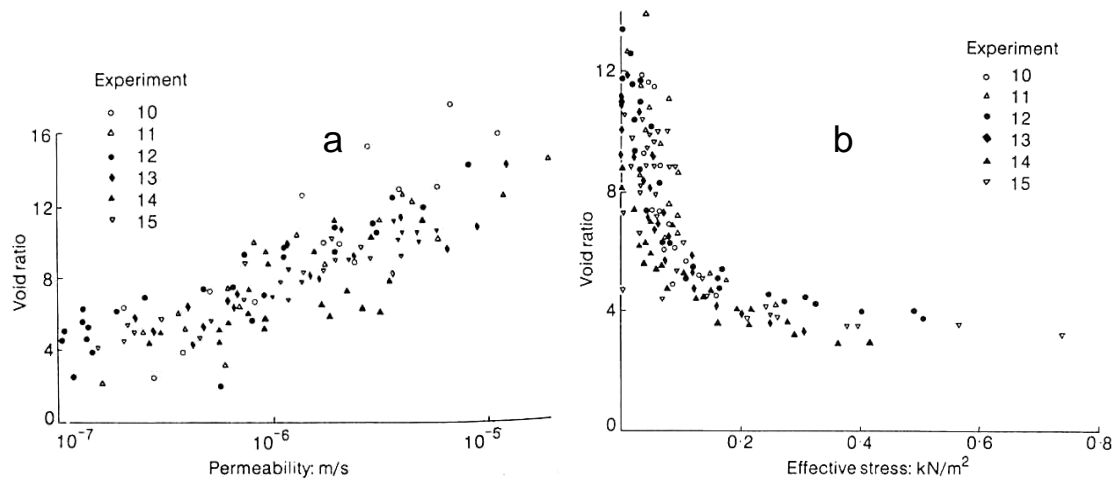


Figure 4.20 : Données expérimentales tirées de Been et Sills (1981) pour le sédiment de Combwich : a) variation de la conductivité hydraulique k en fonction de l'indice des vides e ; b) variation de l'indice des vides e en fonction de la contrainte effective σ' .

Sur la figure 4.20, on peut voir une grande dispersion des points de mesure, pour la valeur de e (à une valeur de k ou de σ' donnée). Ceci montre la difficulté d'obtenir des données représentatives lors de tels essais. Ceci affecte la précision des valeurs des paramètres requis pour les simulations (comme c'est le cas pour nos propres essais). À noter aussi que dans ces essais, l'indice des vides e se retrouve dans une plage de valeurs nettement plus petite que dans le cas de la boue de traitement Selbaie. Seulement la consolidation sous le poids propre est analysée ici.

La figure 4.21 présente une analyse sur la détermination de la relation $k-e$ pour le sédiment de Combwich.

La figure 4.22 présente une analyse sur la détermination de la relation $e-\sigma'$ pour le sédiment de Combwich. Dans les deux cas, on utilise une simple loi de puissance comme c'est souvent le cas pour ce genre de relations (e.g. Bartholomeeusen et al. 2002).

Les points montrés sur les figures 4.21 et 4.22 ont été digitalisées à partir des figures 4.20 (a et b).

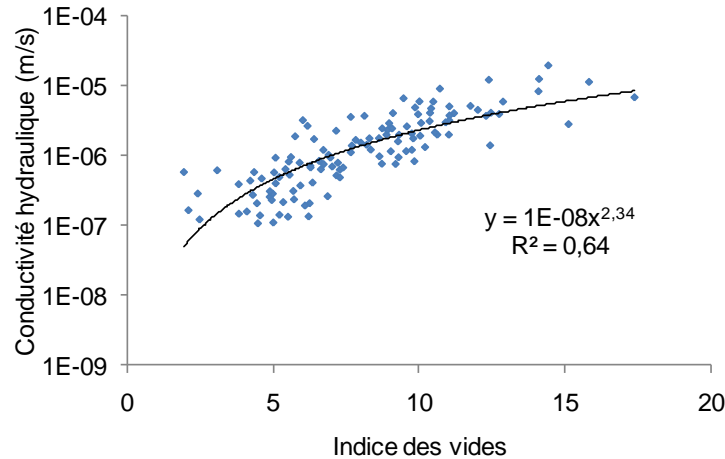


Figure 4.21 : Détermination de la relation entre la conductivité hydraulique et l'indice de vides pour le sédiment de Combwich à partir des données expérimentales de Been et Sills (1981).

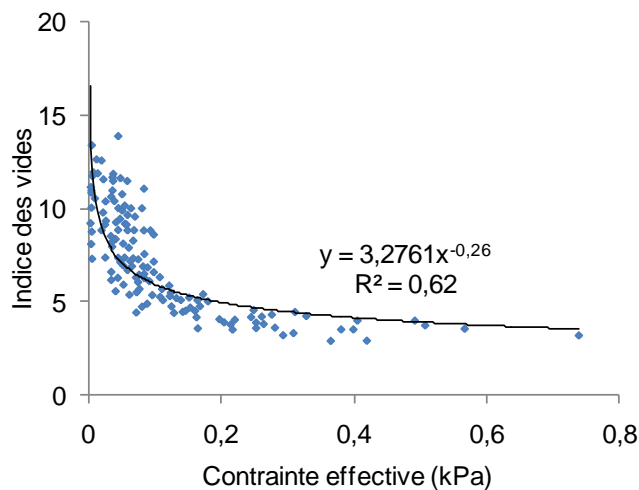


Figure 4.22 : Détermination de la relation entre l'indice de vides et la contrainte effective pour le sédiment de Combwich, à partir des données expérimentales de Been et Sills (1981).

De façon semblable à l'approche décrite pour la boue de traitement (au chapitre 3), on détermine ici la relation $k-\sigma'$ à partir des relations $k-e$ et $e-\sigma'$ déterminées pour le sédiment de Combwich. La figure 4.23 présente la relation $k-\sigma'$ pour le sédiment de Combwich.

La figure 4.24 présente les valeurs de la conductivité hydraulique relative (« modified hydraulic conductivity »), selon une valeur normalisée de la conductivité hydraulique correspondant à une contrainte effective de 1 kPa ($k = 1,6 \cdot 10^{-7}$ m/s) pour le sédiment de Combwich.

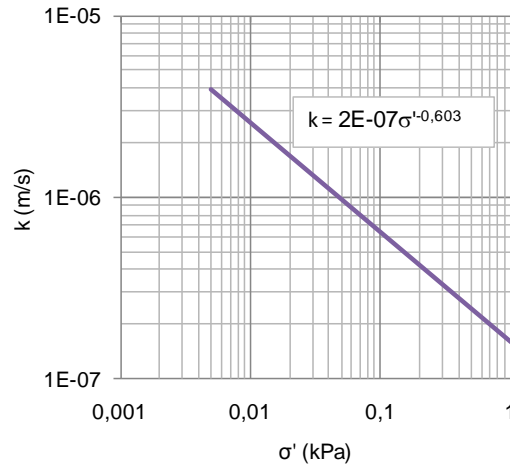


Figure 4.23 Variation de la conductivité hydraulique k avec la contrainte effective σ' pour le sédiment de Combwich; la relation est déduite des figures 4.21 et 4.22.

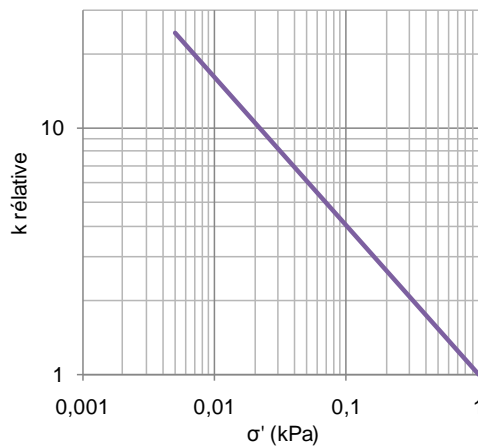


Figure 4.24 Valeurs de la conductivité hydraulique relative (normalisée par rapport à la valeur correspondante à une contrainte effective de 1 kPa) pour le sédiment de Combwich.

Les valeurs présentées sur la figure 4.24 sont déduites de la relation présentée à la figure 4.22. La conductivité hydraulique relative permet d'introduire les valeurs de $k\text{-}\sigma'$ requises par le modèle CCM dans le code SIGMA/W.

Le tableau 4.4 présente les valeurs des paramètres C_c , C_r , λ et κ tirées des données de Been et Sills (1981). Les valeurs de λ sont estimées à l'aide de l'équation 4.2, alors que les valeurs de κ sont de 1/5 de la valeur de λ (tel que suggéré par Navarro et al., 2007); la même relation serait aussi applicable pour C_c et C_r .

Tableau 4.4 Valeurs des paramètres C_c , C_r , λ et κ déduites des données expérimentales de Been et Sills (1981) pour le sédiment de Combwich.

σ' (kPa)	C_c	C_r (0,2 C_c)	λ	κ (0,2 λ)
0,005	7,6	1,5	3,3	0,66
0,01	6,4	1,3	2,8	0,55
0,02	5,3	1,1	2,3	0,46
0,03	4,8	1,0	2,1	0,42
0,05	4,2	0,8	1,8	0,37
0,07	3,9	0,8	1,7	0,34
0,1	3,5	0,7	1,5	0,31
0,3	2,7	0,5	1,2	0,23
0,5	2,3	0,47	1,0	0,20
0,75	2,1	0,42	0,9	0,18
1	1,9	0,39	0,8	0,17

Les valeurs de C_c et λ montrées au tableau 4.4 ont été obtenues à partir de l'équation montrée à la figure 4.22, soit :

$$\text{Sédiment de Combwich : } e = 3,276 \cdot \sigma'^{-0,26} \quad (\text{avec } \sigma' \text{ en kPa}) \quad (4.3)$$

L'essai no 15 présenté dans l'article de Been et Sills (1981) a été simulé avec SIGMA/W. La figure 4.25 présente un schéma du modèle axisymétrique de la colonne d'essai simulée. La colonne a un diamètre interne de 150 mm et la hauteur initiale de l'échantillon de sédiment pour l'essai est de 0,643 m.

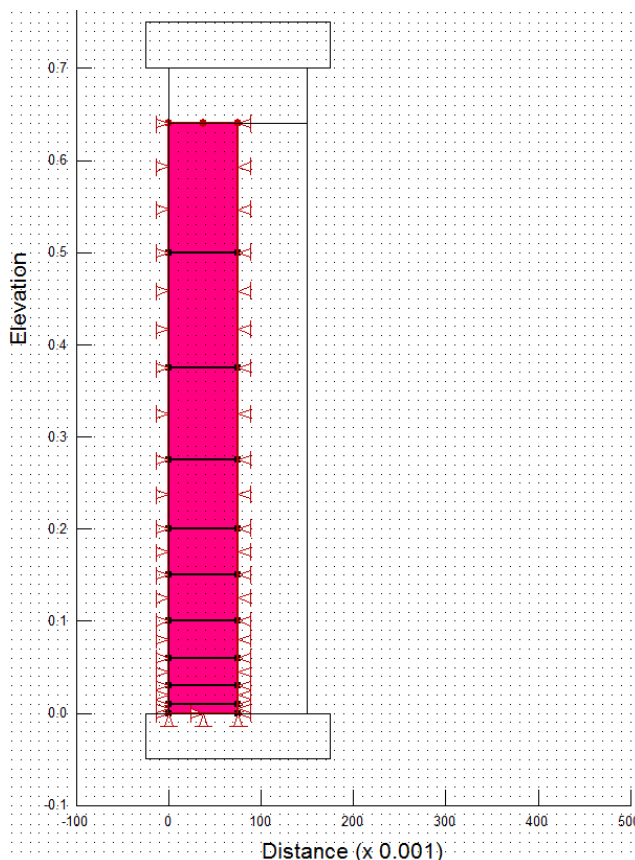


Figure 4.25 Schéma du modèle axisymétrique utilisé pour simuler l'essai no 15 de Been et Sills (1981) avec SIGMA/W.

Après avoir testé divers modèles préliminaires, la colonne a été divisée en 10 sections (couches) pour l'évaluation de σ' (et des autres paramètres associés) à chaque étape de calcul. Les sections sont plus courtes à proximité de la frontière inférieure car la variation des contraintes effectives (et des pressions interstitielles) y est plus marquée.

Le maillage a été défini pour une déformation verticale uniquement. Les éléments du maillage ont 2 mm de hauteur et 75 mm de largeur.

Les éléments à la frontière permettent un déplacement vertical le long de la colonne (sans mouvement horizontal). Au bas (à la base de la colonne), le déplacement est aussi empêché verticalement. Une pression $u = 0$ est imposée en tout temps sur la frontière supérieure de la colonne.

Le temps total de calcul a été divisé en 7 étapes. À la fin de chaque étape, les propriétés du matériau (λ et κ) sont actualisées dans chaque section (couche) selon le niveau de la contrainte effective ($\sigma'(e)$) selon le tableau 4.4. L'angle de frottement du matériau ϕ est fixé à 2° et une valeur du coefficient de poisson $\nu = 0.05$ a été adoptée. Une valeur du coefficient de pression des terres en repos $K_0 = 1$ a été adoptée pour la condition initiale. Comme on l'a déjà mentionné, Lee (1979) et Lee et Sills (1981) suggèrent des valeurs du $\nu \leq 0,05$ et $K_0 = 1$ pour une suspension ($\sigma' \approx 0$).

La dynamique du calcul est la même que celle décrite aux sections précédentes.

Les résultats de la modélisation de l'essai no 15 sont présentés à la figure 4.26, qui montre la dissipation des pressions interstitielles en excès u_e .

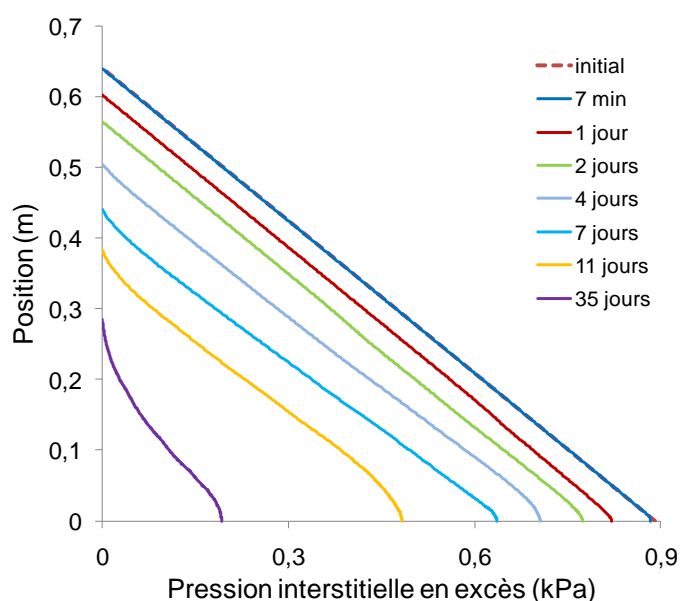


Figure 4.26 : Résultats de la simulation numérique menée avec SIGMA/W, qui montre la dissipation des pressions interstitielles en excès pour l'essai no 15 (drainage vers le haut) de Been et Sills (1981).

Il peut être observé sur la figure 4.26 que les pressions interstitielles en excès diminuent progressivement (avec le tassement). La courbe après 1 jour est parallèle à celle de l'état initial. Par la suite, on peut observer une dissipation plus grande à la base de la colonne (premiers 0,2 m) en raison de la consolidation qui a lieu dans cette partie. Proche du fond (position 0 m), les profils

de u_e deviennent verticaux après 4 jours (le fond est imperméable). Il peut être observé aussi, sur la figure 4.26, qu'il y a une courbure inverse à partir du jour 7.

La figure 4.27 présente le tassement de l'interface eau/sédiment en fonction du temps. Cette figure montre la grande déformation qui se produit du début à la fin de l'essai; l'échantillon a une hauteur initiale de 0,643 m et une hauteur finale de 0,274 m. Le tassement est donc de 0,369 m (57% de la hauteur initiale). Cette grande déformation se produit en 35 jours durant le processus de sédimentation et consolidation sous le poids propre.

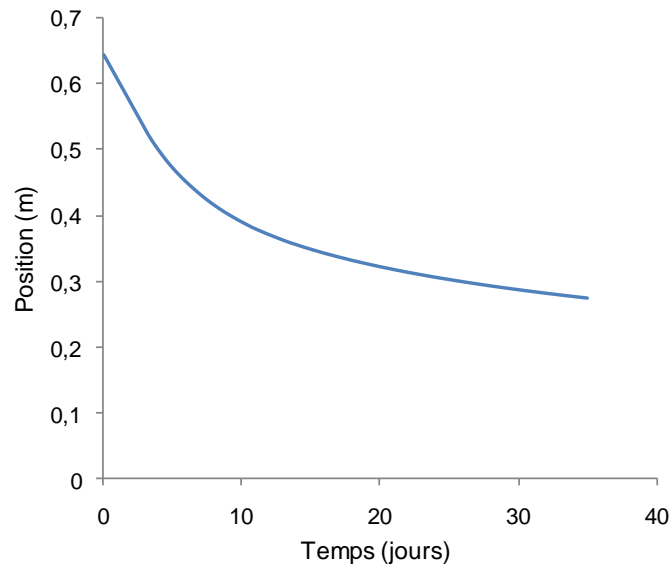


Figure 4.27 : Position de l'interface eau/sédiment en fonction du temps obtenue avec SIGMA/W pour l'essai sur le sédiment de Combwich.

La figure 4.28 présente l'évolution des profils de l'indice de vides dans le temps. Cette figure montre qu'il y a d'abord une diminution plus importante de l'indice de vides au bas, où la valeur de e passe de 11 à $e < 7$. Vers la fin de la consolidation sous poids propre, la valeur de e est plus uniforme avec $e \approx 3,5$ pour la position 0 m et $e \approx 5$ pour la position 0,25 m.

Une comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques pour l'essai no 15 sur le sédiment de Combwich est présentée à la figure 4.29, pour la dissipation de la pression interstitielle en excès.

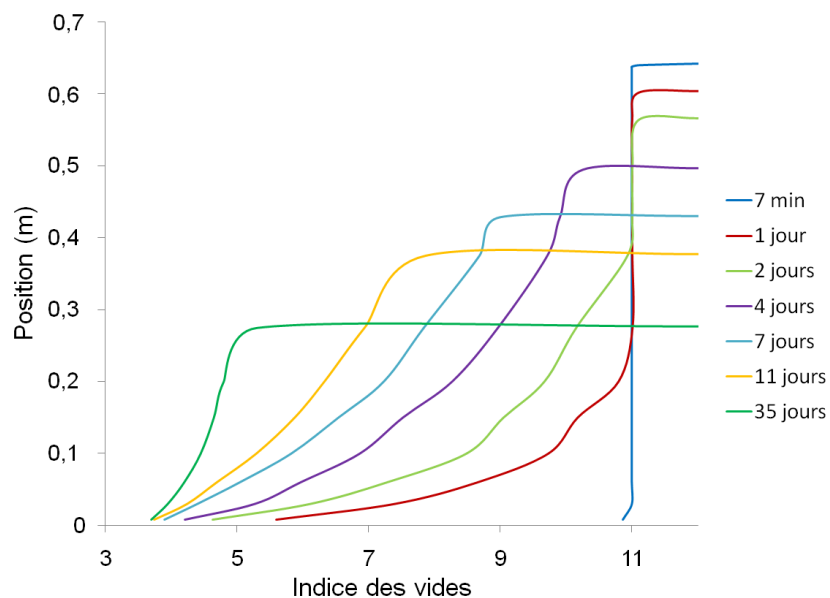


Figure 4.28 : Simulation numérique de l'évolution des profils de l'indice des vides obtenu avec SIGMA/W pour l'essai sur le sédiment de Combwich.

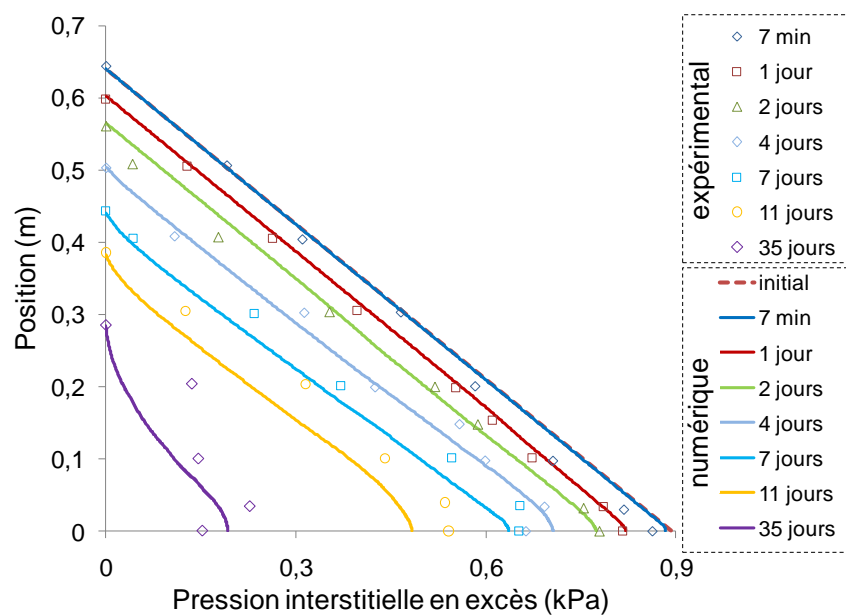


Figure 4.29 : Dissipation des pressions interstitielles en excès durant l'étape de consolidation sous poids propre; comparaison des données expérimentales pour l'essai no 15 de Been et Sills (1981) avec la simulation effectuée à l'aide de SIGMA/W.

Sur la figure 4.29, on observe une assez bonne correspondance entre les résultats d'essais de laboratoire et la simulation numérique. La différence la plus grande sur u_e est d'environ 0,07 kPa à 8,4 jours. Cette différence indique que la consolidation se produirait un peu plus rapidement dans la modélisation (proche du fond) que dans l'essai en colonne au laboratoire. Cette différence diminue après 8,4 jours et elle disparaît pour le profil de pression interstitielle en excès après 18,6 jours.

La figure 4.30 présente l'évolution de la position de l'interface eau/sédiment en fonction du temps. Sur cette figure, on peut observer la très bonne concordance entre les résultats expérimentaux et numériques. A nouveau, ceci indique que le code reproduit bien le comportement de ce matériau très déformable.

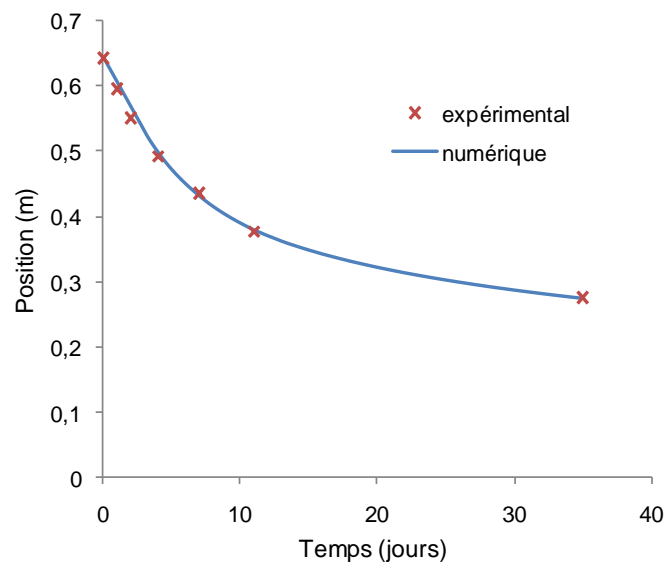


Figure 4.30 : Position d'interface eau/sédiment en fonction du temps pour un essai 15 de Been et Sills (1981); comparaison des données expérimentales et numériques.

La figure 4.31 présente les profils de l'indice des vides pendant toute la durée de l'essai. On voit que les profils obtenus numériquement sont semblables à ceux obtenus expérimentalement. Avant le jour 4, les valeurs de l'indice de vides calculées ne diminuent pas suffisamment dans la partie supérieure de la colonne. Mais après 7 jours, les profils expérimentaux et numériques se rapprochent et montrent des valeurs assez similaires (compte tenu de la grande dispersion des données expérimentales).

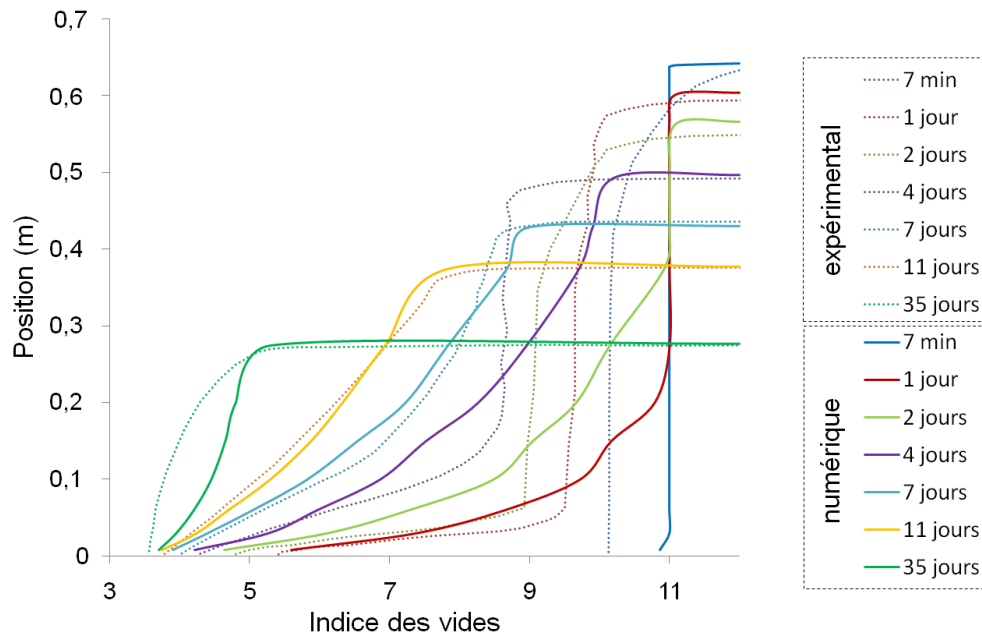


Figure 4.31 : Comparaison des données expérimentales (traits pointillés) et numériques (traits pleins) de l'évolution des profils de l'indice des vides de la sédimentation et consolidation sous poids propre pour l'essai no 15.

On peut donc dire que les résultats numériques montrent un comportement (tendance) semblable aux résultats expérimentaux rapportés par Been et Sills (1981) sur le sédiment de Combwich, en ce qui a trait aux valeurs de l'indice des vides, de la pression interstitielle en excès et (surtout) du tassement. Ceci nous confirme que l'approche numérique utilisée ici peut représenter correctement la consolidation des matériaux très lâches et très déformables.

Dans ce qui suit, on simulera le comportement des boues de traitement déposées dans des bassins d'entreposage, en suivant la méthodologie présentée aux paragraphes précédents.

Des bassins au fond imperméable seront d'abord analysés, suivis de bassins au fond perméable. D'autres configurations seront aussi évaluées. Ces simulations permettront aussi de comparer les résultats numériques avec ceux obtenus de la solution analytique de Gibson (1958).

4.3 Simulation du comportement des boues de traitement in situ

Les simulations des essais en colonne (CCTI et CGHI), durant la phase de consolidation sous poids propre et suite à l'imposition de surcharges (mécaniques ou hydrauliques) ont été

présentées aux sections précédentes. Dans ces essais, les surcharges avaient été imposées afin de représenter l'ajout des nouvelles couches de boue sur les couches initiales.

Dans ce qui suit, on simule de la consolidation après la déposition des nouvelles couches pour des bassins au fond imperméable. On inclura ici la modélisation d'un cas réel tiré de la littérature. Des bassins au fond perméable seront simulés par la suite.

4.3.1 Bassin au fond imperméable

Le comportement de la boue de traitement lors des remplissages d'un grand bassin par couches a été modélisé. Comme ce problème à grande échelle se réduit à des échanges vers le haut et le bas, il peut donc être simulé en condition unidimensionnelle (1D). La figure 4.32 présente un schéma du modèle axisymétrique pour 3 cas simulés avec SIGMA/W.

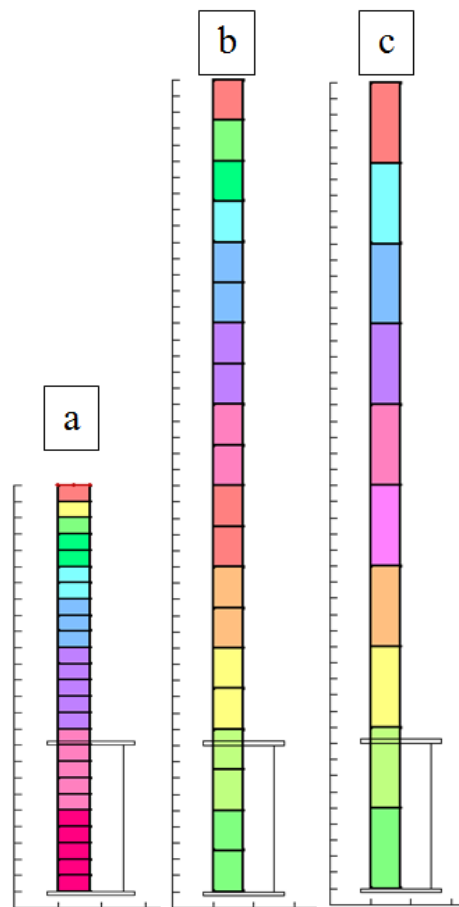


Figure 4.32 : Schéma des cas simulés pour évaluer le comportement des boues dans des bassins de stockage. Remplissage par couches de 0,2 m (cas a), 0,5 m (cas b) et 1 m (cas c).

Sur la figure 4.32, dans le cas (a) le remplissage est fait par couches de 0,2 m d'épaisseur jusqu'à une hauteur de 5 m. Après l'étape initiale, une étape de calcul est réalisée pour chaque couche ajoutée (25 étapes de calcul). La durée de chaque étape de calcul est donnée par le taux de remplissage. Le cas (b) simule un remplissage par couches de 0,5 m d'épaisseur jusqu'à une hauteur de 10 m (20 étapes de calcul). Le cas (c) simule le remplissage par couches de 1 m d'épaisseur jusqu'à une hauteur de 10 m (10 étapes de calcul).

Le maillage a été défini avec des éléments de 10 mm de hauteur et 75 mm de largeur (pour une déformation verticale).

Les déplacements permis sont les mêmes que pour les autres simulations (des essais en colonne). Le drainage est fait par l'extrémité supérieure de la dernière couche ajoutée en appliquant la condition $u = 0$ pour la pression interstitielle; la condition $u = 0$ est donc déplacée pour chaque étape de calcul.

La méthodologie de calcul est semblable à celle décrite aux sections précédentes. À la fin de chaque étape du calcul, les propriétés du matériau (λ et κ) sont actualisées dans chaque section (couche) selon le niveau de la contrainte effective ($\sigma'(e)$). La friction « aux parois » a été considérée comme négligeable et des valeurs de $\nu = 0.02$ et $K_0 = 1$ ont été adoptées.

Le pas de temps des étapes de calcul varie selon la durée de l'étape qui, elle, change pour chaque cas (a, b ou c) et pour chaque taux de remplissage. Les taux de remplissage simulés seront 1 m par année, 5 m par année et 10 m par année.

4.3.1.1 Taux de remplissage de 1 m par année

Les 3 cas présentés sur la figure 4.32 ont été simulés pour un taux de remplissage de 1 m par année. Pour assurer la convergence de la solution numérique (après plusieurs tests), le nombre de pas de temps adopté est de 100 pour les étapes de calcul du cas a et de 200 pour les étapes de calcul des cas b et c. La durée du premier pas de temps est 0,002 jours (2,9 minutes) dans les trois cas. L'évolution des pas de temps suit une distribution (progression) exponentielle (avec une variation de plus en plus rapide).

Les résultats obtenus de la simulation du remplissage à un taux de 1 m par année pour les 3 cas sont présentés en ce qui suit. La figure 4.33 présente la variation de la pression interstitielle en excès en fonction de la position à la fin de chaque année pour 1 m de boue ajoutée. Ceci implique 1, 2 ou 5 étapes de calcul pour les cas c, b et a respectivement).

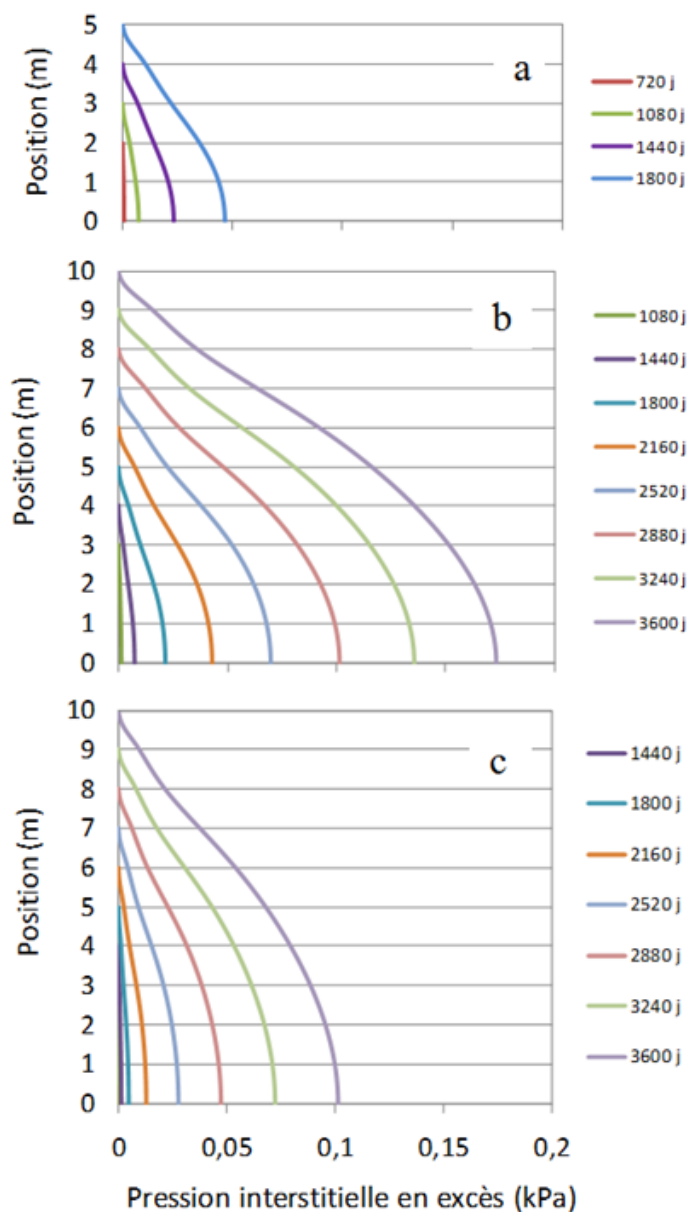


Figure 4.33 : Évolution des pressions interstitielles en excès en fonction de la position pour un bassin au fond imperméable et un taux de remplissage de 1 m par an. Analyse numérique par couches de 0,2 m (cas a), 0,5 m (cas b) et 1 m (cas c).

Sur la figure 4.33, on peut observer qu'il y a une similitude dans l'évolution des surpressions, bien que l'ampleur de u_e montre une grande différence entre les résultats des 3 cas. Toutefois, la différence en valeur absolue est de moins de 0,1 kPa; la plus grande différence (en valeur absolue) est observée pour la dixième année (figures 4.33.b et 4.33.c).

Le tableau 4.5 présente un résumé des résultats des simulations des 3 cas pour un taux de remplissage de 1 m/an. Dans ce tableau, on retrouve les pressions interstitielles au bas et les tassements calculés numériquement pour les 3 cas à la fin de la première, cinquième et dixième année. Les valeurs de la pression interstitielle en excès (u_e) et le tassement pour la 11^{ème} et la 12^{ème} année sont aussi présentées sur le tableau 4.5.

Les résultats montrent que les différences dans les pressions interstitielles en excès et dans les tassements pour chacun de 3 cas suivent la même tendance. La figure 4.34 aide à interpréter ces tendances.

Tableau 4.5 : Tassements et pressions interstitielles en excès u_e pour un bassin au fond imperméable. Taux de remplissage de 1 m/année.

Épaisseur / Temps (entre les couches) :	0,2 m / 72 j	0,5 m / 180 j	1 m / 360 j
Nombre des couches (hauteur totale) :	25 (5 m)	20 (10 m)	10 (10 m)
Temps (t) :	Tassement (m) / $u_{e(0\text{ m})}$ (kPa)*		
1 an (1 m d'épaisseur)	0,189 / < 0,001	0,189 / < 0,001	0,189 / < 0,001
5 ans (5 m d'épaisseur)	1,52 / 0,04	1,52 / 0,02	1,52 / 0,01
10 ans (10 m d'épaisseur)	-	3,71 / 0,17	3,73 / 0,10
11 ans (10 m d'épaisseur)	-	3,75 / 0,02	3,76 / 0,01
12 ans (10 m d'épaisseur)	-	3,76 / < 0,01	3,76 / < 0,01

* $u_{e(0\text{ m})}$ est la pression interstitielle en excès au fond du bassin au temps t .

La figure 4.34 présente le résultat des simulations sur la dissipation de la pression interstitielle en excès en fonction du temps, au fond du bassin d'entreposage des boues de traitement pour chacun des 3 cas, pour une période allant jusqu'à 12 ans.

Sur la figure 4.34, on observe que les 3 courbes suivent une tendance semblable, mais qu'il y a un grand écart entre les valeurs maximales de la pression interstitielle en excès selon le temps disponible pour la dissipation avant l'ajout d'une nouvelle couche. On voit aussi des pics de pression interstitielle en excès u_e plus grands pour les modèles dont la couche ajoutée est plus épaisse. Lorsque le temps alloué pour la dissipation est plus grand, on peut observer sur le cas b que les pressions interstitielles en excès baissent plus que dans le cas a; la même situation se produit si on compare le cas c aux cas a et b.

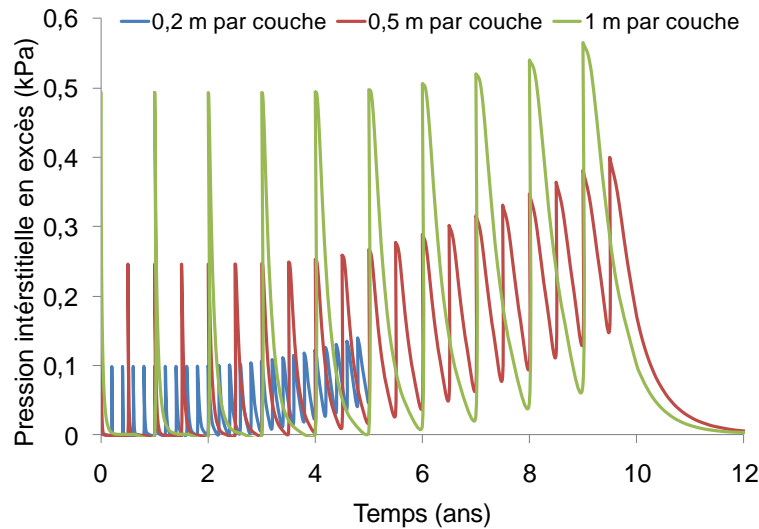


Figure 4.34 : Simulation de l'évolution de la pression interstitielle en excès en fonction du temps au fond d'un bassin imperméable, pour un taux de remplissage de 1 m/an. Analyse par ajout de couches de 0,2 m, 0,5 m et 1 m d'épaisseur.

4.3.1.2 Taux de remplissage de 5 m par année

Les 3 cas présentés à la figure 4.32 ont été analysés pour un taux de remplissage plus élevé, de 5 m par année. Dans ce cas, 80 pas de temps sont utilisés pour les étapes de calcul. La durée du premier pas de temps est 0,002 jours (2,9 minutes) dans les trois cas; la durée des pas de temps progresse ensuite de façon exponentielle.

Pour les simulations avec un taux de remplissage de 5 m/an (et de 10 m/an), l'évolution des pressions interstitielles en excès estimés à l'aide de la modélisation numérique est aussi comparée à l'évolution des pressions interstitielles en excès estimées par le modèle théorique de Gibson (1958). Ce modèle, basé sur la théorie de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi (1943), permet d'estimer l'évolution des pressions interstitielles en excès pour un remplissage en continu d'un bassin d'entreposage. Cette solution est quelques fois utilisée pour analyser la consolidation des résidus miniers dans les bassins d'entreposage (e.g. Mittal et Morgenstern, 1976; Vick, 1983; Blight, 2010).

La figure 4.35 présente le degré de consolidation ($u_e/\gamma'h$) pour la hauteur relative (y/h) et un facteur temps (T) pour un bassin d'entreposage imperméable.

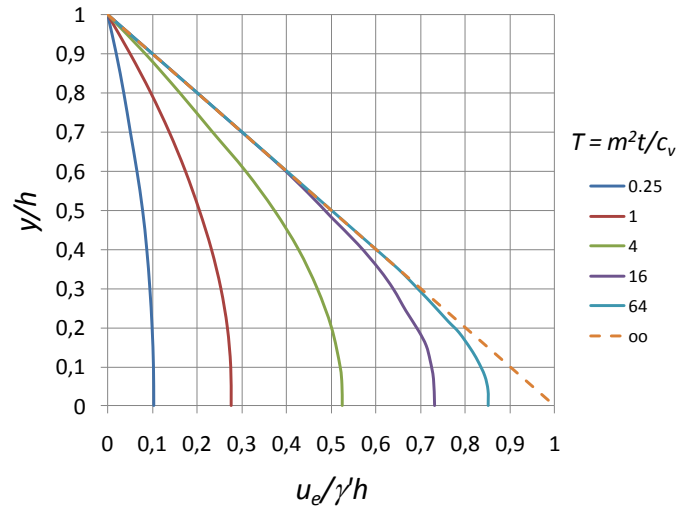


Figure 4.35 : Relation théorique entre la hauteur relative et le degré de consolidation pour diverses valeurs du facteur temps (T) pour un remplissage en continu d'un bassin imperméable (adaptée de Gibson, 1958).

Sur cette figure :

- y/h est la hauteur relative, h est la hauteur du matériau déposé et y est la position verticale (de 0 à h);
- $u_e/\gamma'h$ est le degré de consolidation qui vaut 1 pour une valeur de la pression interstitielle en excès $u_e = \gamma'h$ (γ' poids volumique déjaugé) et qui vaut 0 quand $u_e = 0$ et la pression interstitielle $u = u_0$ (u_0 est la pression hydrostatique).
- $T = m^2t/c_v$ est le facteur temps, m est le taux de remplissage, t le temps et c_v le coefficient de consolidation moyenne.

Les unités usuelles sont employées ici.

A noter que l'approche de Gibson (1958) n'a pas été utilisée pour le taux de remplissage plus faible (1 m/an) parce que le facteur temps (T) est trop petit ($T < 0,25$) et il devient alors difficile d'estimer ces valeurs correctement. Le coefficient de consolidation moyen utilisé avec la solution de Gibson (1958) est $c_v = 53 \text{ m}^2/\text{an}$; cette valeur a été estimée à partir de nos données d'essais en colonne pour une contrainte effective moyenne de 1,25 kPa, suivant la procédure présentée au début du chapitre 3.

La figure 4.36 présente la variation de la pression interstitielle en excès en fonction de la position à la fin de chaque année (après 1 m de boue ajouté). Ceci implique 1, 2 ou 5 étapes de calcul selon le cas (c, b, ou a respectivement).

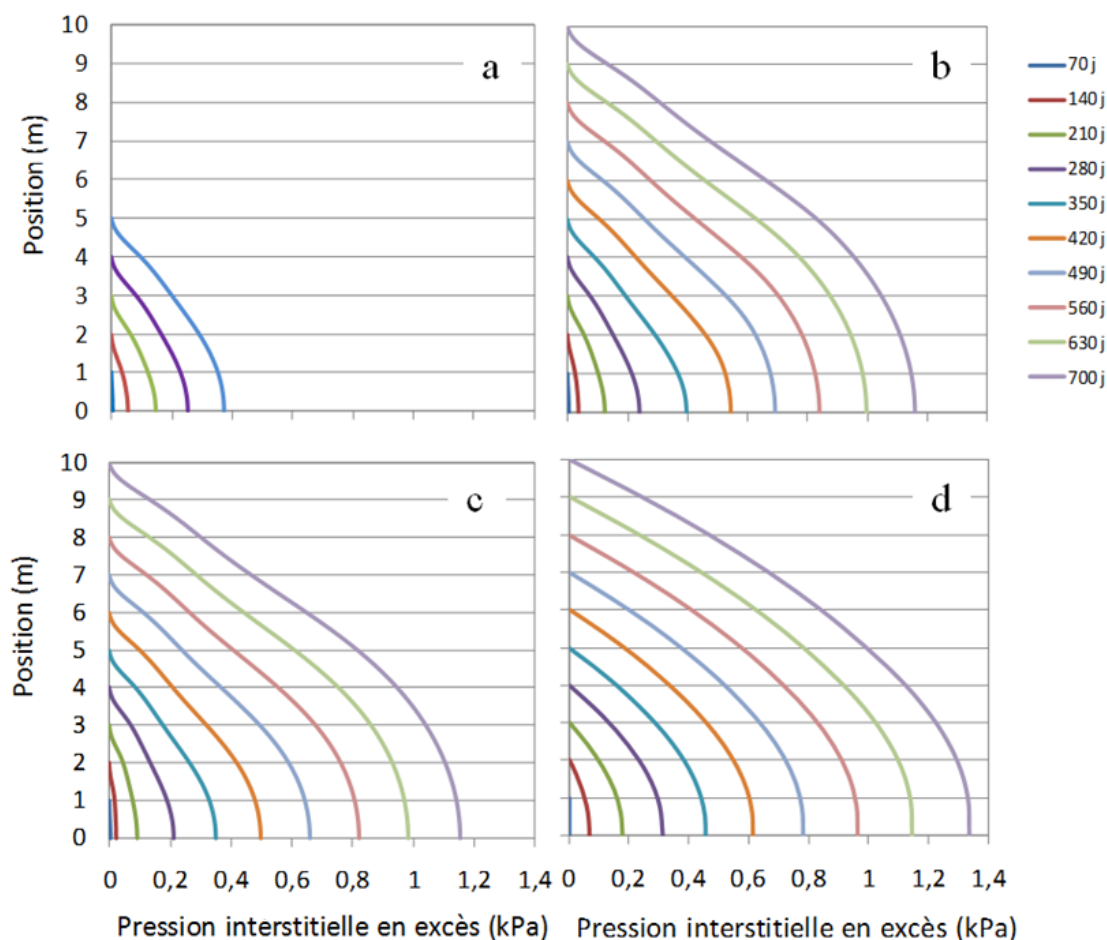


Figure 4.36 : Évaluation des pressions interstitielles en excès en fonction de la position pour un bassin au fond imperméable, avec un taux de remplissage de 5 m/an. Analyse numérique par couches d'épaisseur de 0,2 m (a), 0,5 m (b) et 1 m (c); on présente aussi la solution de Gibson, 1958 (d) pour un remplissage en continu.

Sur la figure 4.36, on peut observer que les résultats de la modélisation suivent des tendances semblables pour les 3 cas. Une valeur maximale de la pression interstitielle en excès de 1,15 kPa est obtenue au fond du bassin pour les cas b et c. Les pressions interstitielles en excès estimées avec le modèle de Gibson (1958) suivent la même tendance, mais cette solution (basée sur un remplissage en continu) donne des valeurs légèrement supérieures aux simulations numériques,

avec une valeur maximale de la pression interstitielle en excès de 1,34 kPa au fond du bassin. On constate aussi que les simulations et la solution analytique suivent les mêmes tendances durant le remplissage du bassin. Une comparaison plus spécifique entre les deux approches est présentée avec le prochain cas.

Le tableau 4.6 présente un résumé des résultats des simulations des 3 cas pour un taux de remplissage de 5 m par année.

Tableau 4.6 : Tassements et pressions interstitielles en excès u_e pour un bassin au fond imperméable. Taux de remplissage de 5m/an.

Épaisseur / Temps (entre les couches) :	0,2 m / 14 j	0,5 m / 35 j	1 m / 70 j	(Gibson 1958)
Nombre de couches (hauteur totale) :	25 (5 m)	20 (10 m)	10 (10 m)	10 (10 m)
Temps (t) :	Tassement (m) / $u_{e(0m)}$ (kPa)*			
70 jours (1 m d'épaisseur)	0,187 / 0,003	0,188 / 0,003	0,187 / 0,003	-
1 an (5 m d'épaisseur)	1,40 / 0,37	1,42 / 0,39	1,40 / 0,35	- / 0,46
2 ans (10 m d'épaisseur)	-	3,33 / 1,16	3,27 / 1,15	- / 1,34
3 ans (10 m d'épaisseur)	-	3,71 / 0,19	3,66 / 0,19	-
4 ans (10 m d'épaisseur)	-	3,75 / 0,03	3,71 / 0,03	-

* $u_{e(0m)}$ est la pression interstitielle en excès au fond du bassin au temps t .

Le tableau 4.6 donne les pressions interstitielles et les tassements obtenus numériquement au fond des bassins pour les 3 cas après 70 jours, 1 an, 2 ans, 3 ans et 4 ans. Ces valeurs montrent que les pressions interstitielles en excès et les tassements pour chaque cas suivent une tendance conforme aux résultats présentés.

4.3.1.3 Taux de remplissage de 10 m par année

Les 3 cas présentés à la figure 4.32 ont été analysés pour un taux de remplissage de 10 m par année. On a utilisé 50 pas de temps pour les étapes de calcul. La durée du premier pas de temps est 0,002 jours (2,9 minutes) dans les trois cas, puis la durée des pas de temps progresse exponentiellement.

La figure 4.37 présente la variation de la pression interstitielle en excès en fonction de la position à la fin de chaque année (avec 1 m de boue ajouté). Ceci implique 1, 2 ou 5 étapes de calcul faites selon le cas (c, b, ou a respectivement).

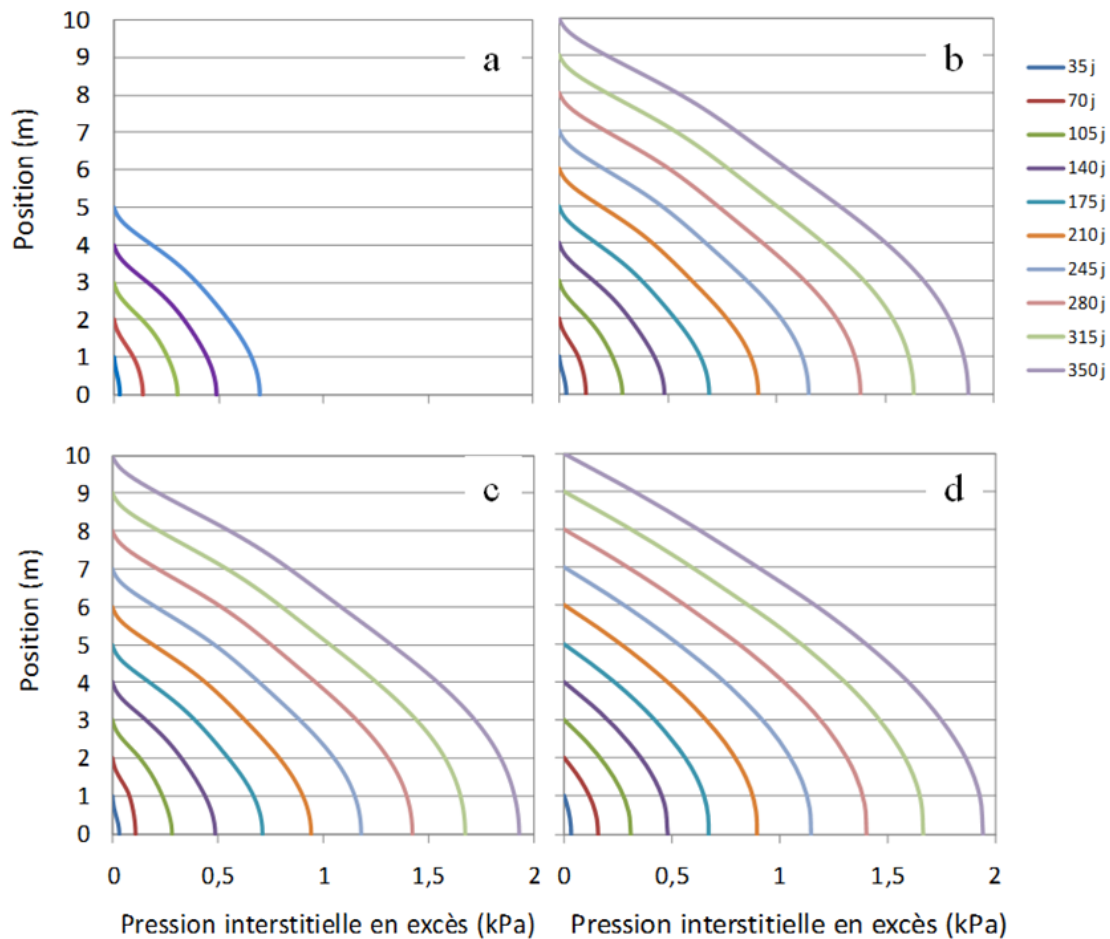


Figure 4.37 : Évolution des pressions interstitielles en excès en fonction de la position pour un bassin au fond imperméable, avec un taux de remplissage de 10 m par an. Analyse numérique par couches d'épaisseur de 0,2 m (a), 0,5 m (b) et 1 m (c); on présente aussi la solution de Gibson, 1958 (d) pour un remplissage en continu.

Sur la figure 4.37, on peut observer que les résultats des simulations suivent la même tendance pour les 3 cas. Une valeur maximale de la pression interstitielle en excès de 1,85 kPa est obtenue au fond du bassin pour le cas b et de 1,95 kPa pour le cas c. Les pressions interstitielles en excès estimées avec le modèle théorique de Gibson (1958) sont assez semblables à celles des simulations numériques. La valeur maximale de la pression interstitielle en excès est 1,94 kPa dans l'estimation à l'aide de Gibson (1958).

Le tableau 4.7 résume les résultats des simulations des 3 cas pour un taux de remplissage de 10 m par année.

Tableau 4.7 : Tassements et pressions interstitielles en excès pour un bassin au fond imperméable. Taux de remplissage de 10 m/an.

Épaisseur / Temps (entre couches) :	0,2 m / 7 j	0,5 m / 17,5 j	1 m / 35 j	(Gibson 1958)
Nombre de couches (hauteur totale) :	25 (5 m)	20 (10 m)	10 (10 m)	10 (10 m)
Temps (t) :	Tassement (m) / $u_e(0\text{ m})$ (kPa)*			
35 jours (1 m d'épaisseur)	0,179 / 0,026	0,179 / 0,027	0,179 / 0,026	- / 0,035
0,5 an (5 m d'épaisseur)	1,28 / 0,69	1,28 / 0,69	1,23 / 0,70	- / 0,67
1 an (10 m d'épaisseur)	-	2,89 / 1,88	2,76 / 1,93	- / 1,94
2 ans (10 m d'épaisseur)	-	3,56 / 0,36	3,53 / 0,39	-
3 ans (10 m d'épaisseur)	-	3,65 / 0,06	3,64 / 0,06	-

* $u_e(0\text{ m})$ est la pression interstitielle en excès au fond du bassin au temps t .

Dans le tableau 4.7, on retrouve les pressions interstitielles au bas et les tassements calculés numériquement pour les 3 cas après 35 jours, 0,5 an, 1 an, 2 ans et 3 ans.

Les valeurs du tableau 4.7 montrent que les pressions interstitielles en excès et les tassements pour les cas a et b suivent une tendance semblable. Les valeurs de la pression interstitielle en excès estimées avec le modèle théorique de Gibson (1958) suivent aussi la même tendance (excepté pour le premier mètre d'épaisseur). Les valeurs du tassement estimés pour les cas a et b diffèrent de 5 % (après 1 an).

La figure 4.38 présente la dissipation de la pression interstitielle en excès en fonction du temps au fond du bassin d'entreposage des boues de traitement, pour chacun des 3 cas, pour la durée du remplissage d'une année. Sur cette figure, on peut observer que les 3 cas simulés suivent une tendance semblable. Lorsque la pression interstitielle en excès générée par l'ajout d'une couche se dissipe (avant l'ajout de la couche suivante), on retombe pratiquement sur le modèle théorique de Gibson (1958) dans les 3 cas. On voit aussi que les pics de pression interstitielle en excès sont plus grands pour les cas où les couches sont plus épaisses. Pour les cas avec une couche plus épaisse, le temps alloué pour la dissipation est aussi plus grand; pour cela, on peut observer que les pressions interstitielles en excès baissent plus dans le cas b que dans le cas a et c (ceci est observé aussi pour le cas c par rapport aux cas a et b).

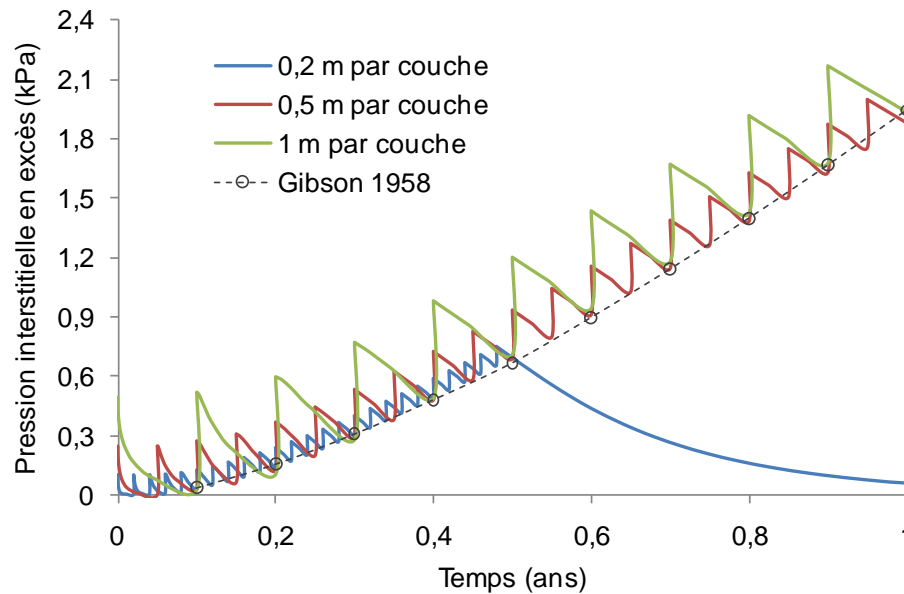


Figure 4.38 : Résultat des simulations de la pression interstitielle en excès u_e en fonction du temps à fond d'un bassin au fond imperméable, pour un taux de remplissage de 10 m/an; analyses numériques réalisées pour les couches de 0,2 m, 0,5 m, 1 m d'épaisseur, et pour un remplissage en continu avec la solution de Gibson (1958).

La figure 4.38 montre aussi que les 3 cas simulés tendent vers la solution de Gibson (1958) lorsque la pression en excès est dissipée pour chaque couche; avec la solution de Gibson (1958), il n'y a pas de pics car la déposition est faite en continue.

La figure 4.39 présente la dissipation de la pression interstitielle en excès pour les 3 années qui suivent la fin du remplissage (i.e. après 1 an). On voit que la dissipation de pressions interstitielles en excès est tout à fait semblable pour les cas b et c. Dans le cas a, u_e commence à se dissiper plutôt (que pour les cas b et c), soit à la fin de la déposition des couches (après 0,5 an); cette dissipation est aussi montrée à la figure 4.38.

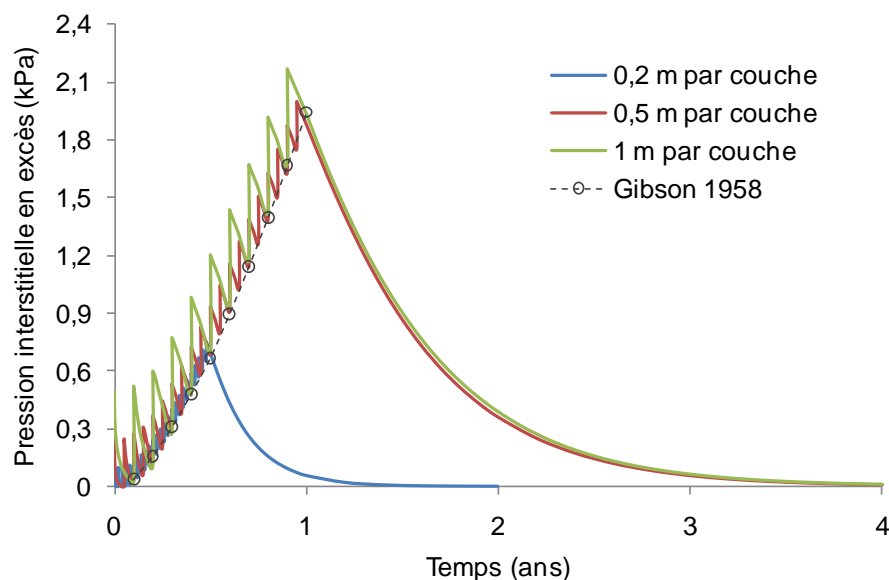


Figure 4.39 : Simulation de la pression interstitielle en excès en fonction du temps au fond d'un bassin au fond imperméable, avec un taux de remplissage de 10 m/an. Les analyses numériques considérées des couches de 0,2 m, 0,5 m, 1 m d'épaisseur; la solution de Gibson (1958) est basée sur un remplissage en continu.

On peut conclure que pour les 3 cas présentés ici, les résultats suivent les mêmes tendances, et ils se rapprochent de la solution de Gibson (1958) lorsque les pressions interstitielles en excès générées par chaque couche se dissipent.

En pratique, une simulation devrait être représentative de la réalité, et être adaptée à la vitesse de déposition dans le bassin. Dans le cas d'un remplissage rapide, on a vu que les pressions interstitielles en excès générées seront plus grandes. Ceci peut être un inconvénient du point de vue de la stabilité structurale des digues (formant le bassin).

4.3.1.4 Bassins d'entreposage de la fraction fine des résidus miniers

Comme la solution analytique de Gibson (1958) et l'approche numérique donnent des résultats comparables, il peut être intéressant d'appliquer ici le modèle numérique à un cas documenté où cette solution analytique a été appliquée avec succès. Pour cela, nous allons utiliser les résultats de Mittal et Morgenstern (1976) qui ont étudié la dissipation des pressions interstitielles dans deux bassins d'entreposage de la fraction fine des résidus miniers (« Brenda slimes pond » et « Bethlehem slimes pond »).

La figure 4.40 présente le schéma du bassin d'entreposage du site « Brenda ».

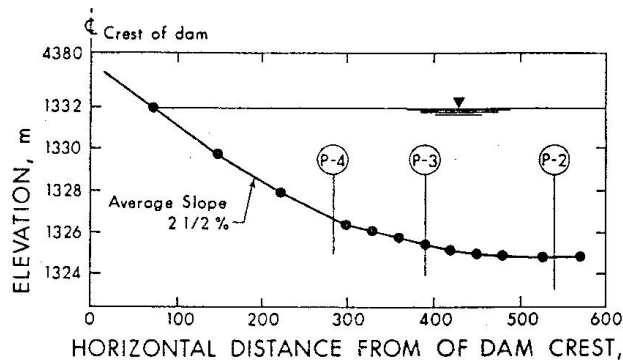


Figure 4.40 : Schéma du bassin d'entreposage « Brenda » pour la fraction fine de résidus miniers (tiré de Mittal et Morgenstern, 1976).

La figure 4.40, montre les endroits où des mesures de la pression interstitielles ont été faites. On retient ici la position P-2 (à plus de 500 m de la digue) pour la simulation car c'est à cet endroit qu'il y a les plus de données (et la surface est pratiquement horizontale, ce qui permet une analyse en 1D). Ce bassin a été rempli à un taux de 9 m/an.

Les auteurs décrivent le bassin d'entreposage du site « Bethlehem » comme étant semblable au site Brenda, mais plus profond; ils ne présentent pas de schéma pour ce deuxième bassin. Le taux de remplissage du bassin Bethlehem était de 6 m/an. Les résidus du site Brenda ont une densité des grains solides $D_r = 2,76$, $D_{10} = 0,0032$ mm, un coefficient d'uniformité $C_u = D_{60}/D_{10} = 17$ (D_{60} et D_{10} sont les diamètres correspondant à 60% et 10% passant pour les particules, respectivement), la limite de liquidité $w_L = 28,2$ % et la limite de plasticité $w_P = 19,2$ %. Pour ceux du site Bethlehem, $D_r = 2,72$, $D_{10} = 0,0007$ mm, $C_u = D_{60}/D_{10} = 25$, w_L (%) = 30,3 et w_P (%) = 20,0.

Une analyse semblable à celle présentée pour les autres matériaux (sections précédentes) a été faite avec les données fournies par Mittal et Morgenstern (1976) pour les fractions fines de résidus miniers du bassin « Brenda slimes P-2 » et du bassin « Bethlehem slimes ».

La figure 4.41 présente les relations $k-e$ pour les deux matériaux (Brenda slimes P-2 et Bethlehem slimes) déduites des résultats fournis par Mittal et Morgenstern (1976).

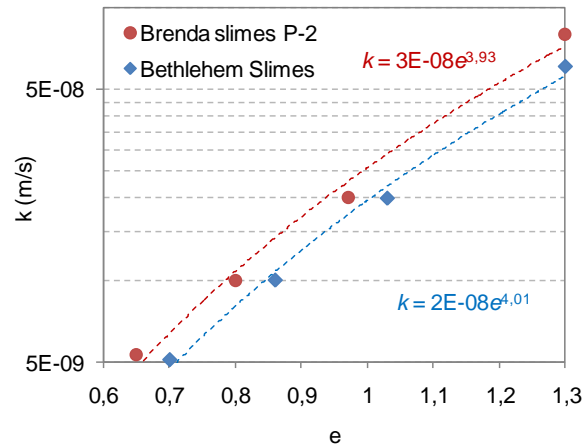


Figure 4.41 : Détermination de la relation entre la conductivité hydraulique (k) et l'indice de vides (e) pour les résidus miniers à partir des données expérimentales de Mittal et Morgenstern (1976) (Brenda slimes P-2 et Bethlehem slimes).

La figure 4.42 présente les relations e - σ' pour les deux matériaux.

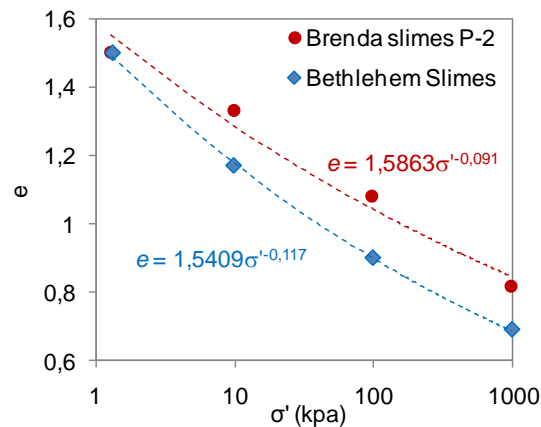


Figure 4.42 : Détermination de la relation entre l'indice de vides (e) et la contrainte effective (σ') pour les résidus miniers à partir des données expérimentales de Mittal et Morgenstern (1976) (Brenda slimes P-2 et Bethlehem slimes).

En utilisant les résultats des figures 4.41 et 4.42, on obtient la relation entre la conductivité hydraulique k et la contrainte effective σ' pour les deux résidus, tel que montré à la figure 4.43.

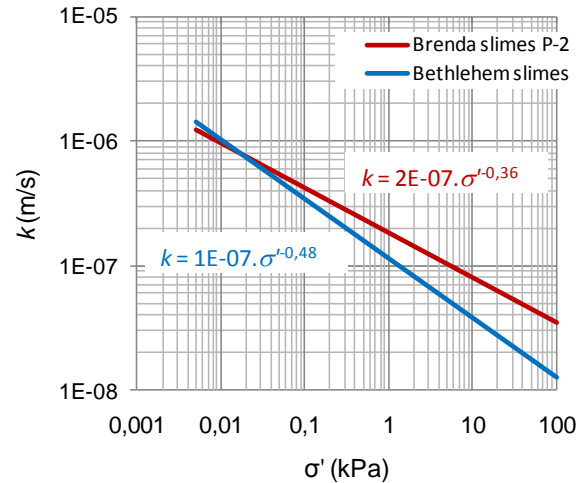


Figure 4.43 Variation de la conductivité hydraulique k en fonction de la contrainte effective σ' pour les deux résidus miniers (Brenda slimes P-2 et Bethlehem slimes).

La figure 4.44 montre les valeurs de la conductivité hydraulique relative (« modified hydraulic conductivity ») normalisées pour une contrainte effective de 1 kPa (pour les résidus Brenda slimes P-2 et Bethlehem slimes). Les relations présentées à la figure 4.44 sont déduites de la figure 4.43. Ces relations sont requises pour appliquer le modèle CCM dans SIGMA/W.

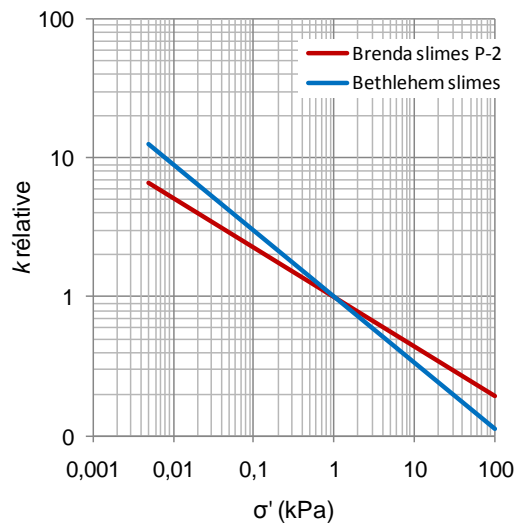


Figure 4.44 Valeurs de k relative (normalisée par rapport à la valeur de la conductivité hydraulique correspondant à une contrainte effective de 1 kPa) pour les résidus miniers (Brenda slimes P-2 et Bethlehem slimes).

Pour les calculs, il a été décidé de représenter la relation entre λ et σ' par une fonction continue (plutôt que par paliers). La figure 4.45 présente les variations de λ en fonction de σ' pour ces deux résidus (Brenda slimes P-2 et Bethlehem slimes). Les relations montrées à la figure 4.45 ont été obtenues en utilisant l'équation 4.2 et les relations e - σ' de la figure 4.42.

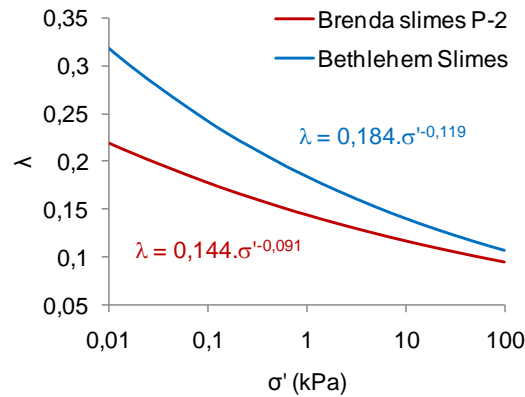


Figure 4.45 Variation du coefficient λ avec le niveau de la contrainte effective pour les résidus miniers (Brenda slimes P-2 et Bethlehem slimes).

Le comportement des deux (résidus Brenda slimes P-2 et Bethlehem slimes) lors du remplissage des bassins (de 9 et 6 m par année respectivement) a été simulé en 1D avec un remplissage par couches (i.e. un chargement en escalier). La figure 4.46 présente un schéma des modèles axisymétriques simulés avec SIGMA/W. Dans le cas de Brenda P-2 (a) le remplissage est fait par couches de 1,5 m jusqu'à une hauteur de 21 m. Après l'étape de calcul initial, le calcul se fait pour chaque couche ajoutée (14 étapes de calcul).

La durée de chaque étape de calcul est dictée par le taux de remplissage. Le modèle du cas Bethlehem (b) simule un remplissage avec une première couches de 2 m et les suivantes de 4 m jusqu'à une hauteur de 46 m (12 étapes de calcul).

Les éléments du maillage sont de 25 mm de hauteur et 75 mm de largeur dans les deux cas.

Les frontières permettent un déplacement vertical mais pas horizontal, sauf pour l'élément du bas (au fond du bassin) qui ne peut pas se déplacer verticalement. Le drainage de fait par l'extrémité supérieure de la dernière couche ajoutée en appliquant la condition $u = 0$ (pour chaque étape de calcul).

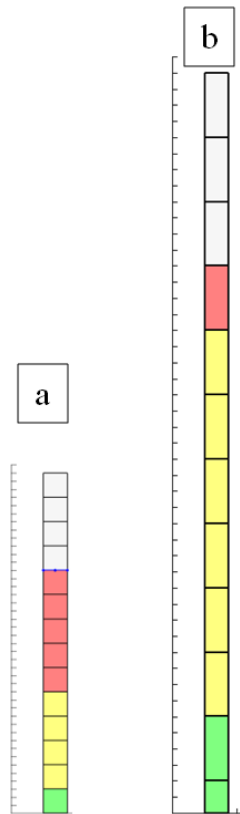


Figure 4.46 : Schéma du modèle pour la simulation unidimensionnelle du comportement des bassins de résidus Brenda slimes P-2 (a) et Bethlehem slimes (b).

La méthodologie de calcul est semblable à celle décrite aux sections précédentes. À la fin de chaque étape du calcul, les propriétés du matériau (λ et $\kappa = 0,2 \lambda$) sont actualisées dans chaque section (couche) selon le niveau de la contrainte effective (σ'). Le coefficient de frottement interne ϕ a été considéré comme négligeable (ceci est justifié en partie pour les pressions interstitielles relativement très élevées) et des valeurs de $\nu = 0.02$ et $K_0 = 1$ ont été adoptées. Pour les résidus Bethlehem, l'indice des vides initial est $e_0 = 2,5$ et le poids volumique $\gamma_{\text{sat}} = 14,63 \text{ kN/m}^3$. Pour les résidus Brenda (P-2), $e_0 = 4,9$ et le poids volumique $\gamma_{\text{sat}} = 12,73 \text{ kN/m}^3$. Tout comme pour λ et κ , la valeur de e est actualisée à chaque étape (ceci est fait automatiquement par le logiciel).

Le pas de temps de calcul évolue exponentiellement à partir d'une valeur initiale de 0,002 jours (2,9 minutes). Dans les deux simulations, chaque calcul a été fractionné en 40 pas de temps.

La figure 4.47 présente la variation de la pression interstitielle en excès avec la profondeur pour le bassin d'entreposage Bethlehem (après 7.5 années de remplissage). Les mesures de pression

interstitielle en excès et l'estimation des pressions interstitielles en excès présentées par Mittal et Morgenstern (1976) sont aussi présentées sur cette figure 4.47 (avec la solution de Gibson, 1958).

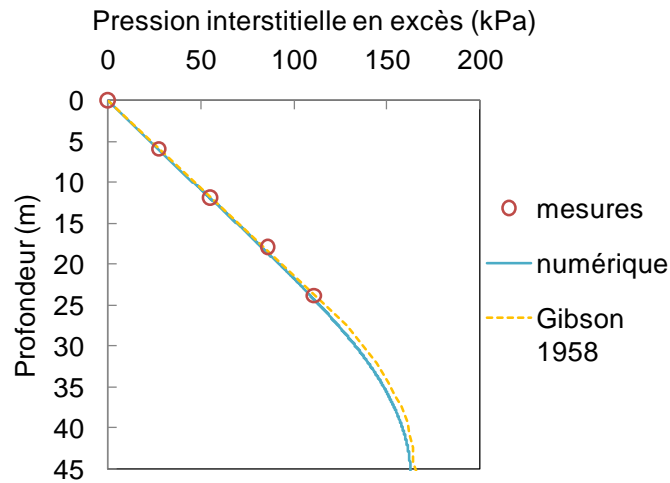


Figure 4.47 : Pression interstitielle en fonction de la profondeur pour les résidus Bethlehem; comparaison entre les mesures de terrain, la solution de Gibson (présentée par Mittal et Morgenstern, 1976) et les résultats de la simulation numériques obtenus avec SIGMA/W (après 7,5 ans de remplissage).

Sur la figure 4.47, on observe une bonne concordance entre les mesures et la simulation numérique et aussi avec la solution de Gibson (1958). On peut observer qu'après 7,5 ans de remplissage, il n'y a presque pas de dissipation de la pression interstitielle en excès jusqu'à 25 m de profondeur (70% de la profondeur étudiée).

Dans la zone plus profonde, il y aurait dissipation de u_e (qui s'écarte de la relation linéaire $(\gamma_t - \gamma_w) \cdot z$) selon la solution de Gibson (1958) et la solution numérique, mais ceci ne peut être confirmé expérimentalement car il n'y a pas eu de mesures à cette profondeur.

La figure 4.48 présente la variation de la pression interstitielle en excès avec la profondeur pour le bassin d'entreposage des résidus Brenda P-2 (après 2,3 années de remplissage). Les mesures de pression interstitielle en excès et l'estimation des pressions interstitielles en excès présentées par Mittal et Morgenstern (1976) sont aussi présentées sur la figure 4.48.

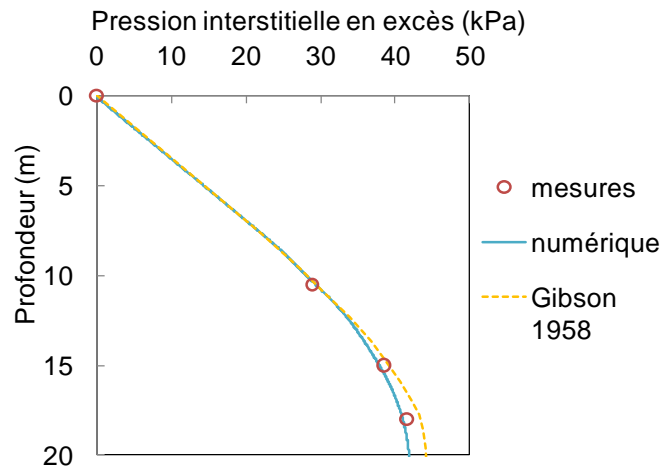


Figure 4.48 : Pression interstitielle en fonction de la profondeur pour les résidus Brenda (P-2); comparaison entre les mesures de terrain, la solution de Gibson (présentées par Mittal et Morgenstern, 1976) et les résultats numériques obtenus avec SIGMA/W (après 2,3 années de remplissage).

Sur la figure 4.48 on observe à nouveau une bonne concordance entre les mesures et la modélisation numérique et aussi avec la solution de Gibson (1958), après 2,3 ans de remplissage. On peut observer qu'il n'y a presque pas de dissipation de la pression interstitielle en excès jusqu'à 12 m de profondeur. On note aussi que les mesures effectuées plus profondément dans le bassin montrent le début de la dissipation de u_e , ce qui correspond bien avec les résultats numériques et analytiques. Il semble donc que l'approche proposée ici pour simuler le remplissage des bassins et l'évolution des pressions interstitielles (et de σ') soit représentative du comportement réel de ce type de matériaux.

4.3.2 Bassin au fond perméable

Le comportement de la boue de traitement lors du remplissage a aussi été simulé en 1D pour des bassins avec un fond perméable, ce qui permet un drainage vers le haut et vers le bas. La figure 4.49 présente un schéma du modèle axisymétrique simulé avec SIGMA/W. Le remplissage se fait par couches (ou sections) de 1 m, jusqu'à une hauteur de 10 m. Il y a une étape de calcul pour chaque couche ajoutée (10 étapes de calcul); la durée de chaque étape de calcul est donnée par le taux de remplissage. Des taux de remplissage de 1 m/an et 10 m/an sont simulés.

Les éléments du maillage ont de 10 mm de hauteur et 75 mm de largeur.

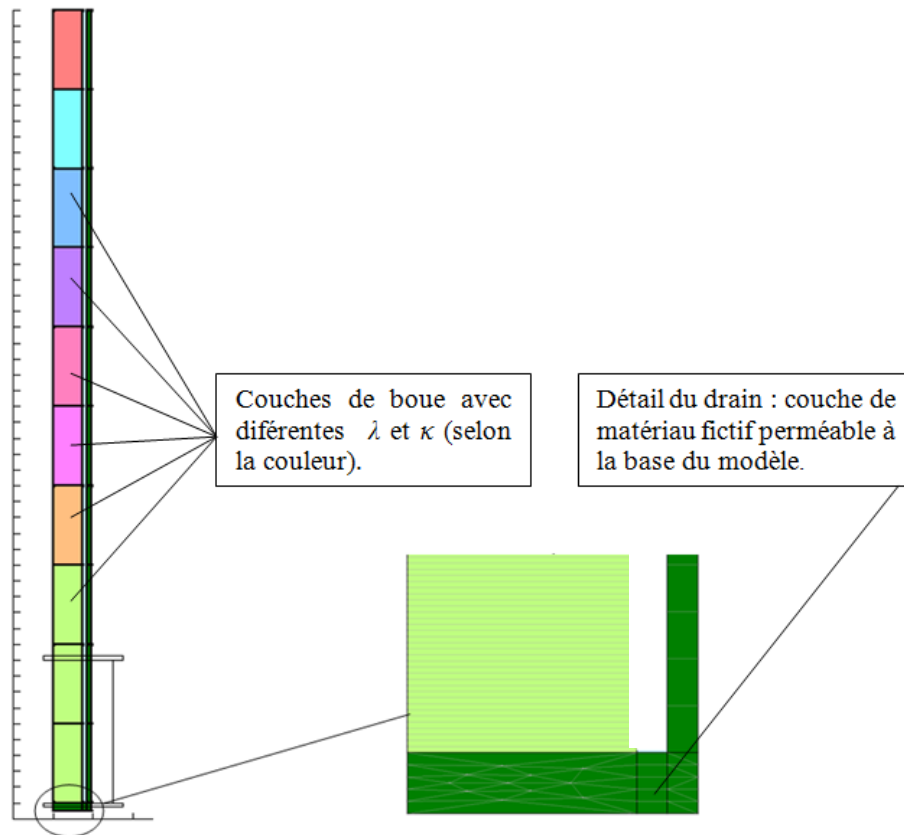


Figure 4.49 : Schéma du modèle pour la simulation 1D des bassins d'entreposage des boues de traitement avec fond perméable. Remplissage par couches de 1 m.

Les frontières permettent un déplacement vertical mais pas horizontal, sauf pour l'élément du bas (extrémité inférieure de la couche perméable) qui ne peut pas se déplacer verticalement. Le drainage se fait vers le haut et vers le bas de la colonne. À l'extrémité supérieure de la dernière couche ajoutée, on applique la condition frontière $u = 0$. À l'extrémité inférieure, on a placé une couche de matériau fictif rigide et très perméable, de 0,05 m d'épaisseur (voir figure 4.49). La couche perméable est reliée à une autre colonne verticale qui supporte la pression du niveau d'eau dans le bassin ($u = \gamma_w z$).

Des couches de matériau perméable saturé fictif sont ajoutées pour suivre le rehaussement des boues dans le bassin. Une condition frontière $u = 0$ est fixée sur l'extrémité supérieure de la dernière couche placée. Un niveau de pression hydrostatique est donc appliqué dans la colonne de matériau fictif. Deux valeurs de la conductivité hydraulique (k) du matériau de drainage (fictif)

ont été considérées dans les simulations soit 1 et 100 m/jour ($\approx 6,7 \times 10^{-3}$ et $6,7 \times 10^{-1}$ m/s respectivement).

La méthodologie de calcul est semblable à celle décrite aux sections précédentes. À la fin de chaque étape de calcul, les propriétés du matériau (λ et κ) sont actualisées dans chaque couche selon le niveau de la contrainte effective ($\sigma'(e)$). La friction a été considérée comme négligeable et des valeurs de $\nu = 0.02$ et $K_0 = 1$ ont été adoptées, avec les relations et paramètres définis aux sections précédentes pour la boue de traitement de la mine Selbaie. Le pas de temps de calcul varie selon le taux de remplissage.

4.3.2.1 Taux de remplissage de 1 m par année

Pour un taux de remplissage de 1 m/an, il y a 200 pas de calcul pour chaque étape; ce pas évolue de façon exponentielle en commençant par 0,002 jours (2,9 minutes). Le remplissage du bassin avec la boue de traitement se fait à un taux de 1 m/an, par couches d'un mètre d'épaisseur (ajoutée au début de chaque année, jusqu'à 10 m de remplissage).

La figure 4.50 présente la variation de la pression interstitielle en excès en fonction de la position à la fin de chaque année (durée d'une étape de calcul). Dans ce cas, la valeur de la conductivité hydraulique du drain est $k = 1$ m/jour.

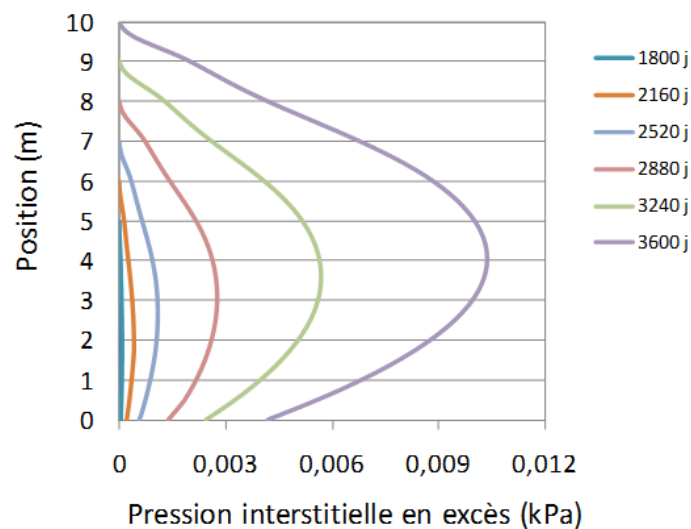


Figure 4.50 Simulation des pressions interstitielles en excès du bassin d'entreposage de boues de traitement au fond perméable. Taux de remplissage 1 m/an (conductivité hydraulique du drain $k = 1$ m/jour).

Sur la figure 4.50, on observe que les valeurs les plus grandes de la pression interstitielle en excès se retrouvent autour de la mi-hauteur du bassin, ce qui est normal pour un système drainé aux deux extrémités. À la fin des 4 premières années (1440 jours), les pressions interstitielles en excès sont pratiquement nulles. Pour cela, seulement les pressions interstitielles à la fin de l'année 5, 6, 7, 8, 9 et 10 (1800, 2160, 2520, 2880, 3240 et 3600 jours) sont représentées (figure 4.51). On peut observer sur la figure 4.50, que les pressions interstitielles en excès ne sont pas nulles au fond du bassin pour une valeur de la conductivité hydraulique de matériau drainante de 1 m/jour.

Afin d'analyser l'influence de la conductivité hydraulique du drain sur la dissipation des pressions interstitielles, on refait la simulation avec une valeur de la conductivité hydraulique de matériau drainante de 100 m/jour.

La figure 4.51 présente la variation de la pression interstitielle en excès en fonction de la position à la fin de chaque année (durée d'une étape de calcul), pour une valeur de la conductivité hydraulique du drain $k = 100$ m/jour.

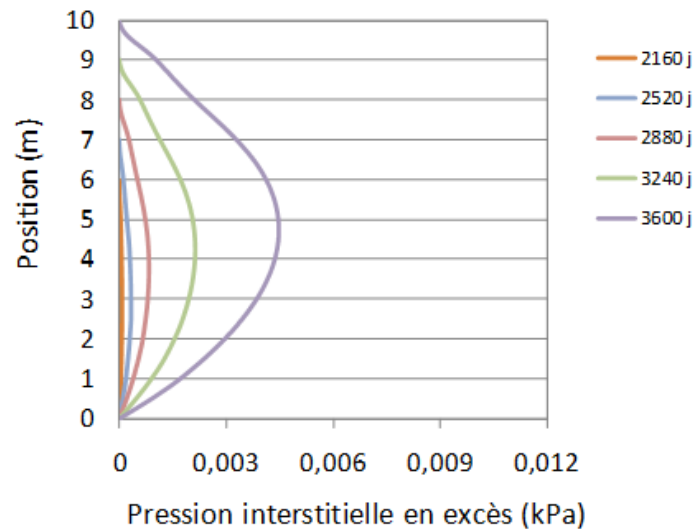


Figure 4.51 Simulation des pressions interstitielles en excès du bassin d'entreposage de boues de traitement au fond perméable. Taux de remplissage 1 m/an (Conductivité hydraulique du drain $k = 100$ m/jour).

Sur la figure 4.51, on observe que les valeurs les plus grandes de la pression interstitielle en excès sont autour de la mi-hauteur. À la fin des 5 premières années (1800 jours), les pressions interstitielles en excès sont pratiquement nulles. Pour cela, seulement les pressions interstitielles à la fin de l'année 6, 7, 8, 9 et 10 (2160, 2520, 2880, 3240 et 3600 jours) sont représentées (figure

4.51). Au fond du bassin (drain), il n'y a pas des pressions interstitielles en excès pour une valeur de la conductivité hydraulique du matériau drainant de 100 m par jour. Le matériau très perméable au fond du bassin permet donc de dissiper plus rapidement les pressions interstitielles.

4.3.2.2 Taux de remplissage de 10 m par année

Pour un taux de remplissage de 10 m par an, il y a 150 pas de calcul pour chaque étape, évoluant de façon exponentielle en commençant par 0,002 jours (2,9 minutes). Le remplissage du bassin avec la boue de traitement se fait à un taux de ~ 10 m/an, par couches d'un mètre d'épaisseur (première couche ajoutée au début ($t = 0$) et les suivantes chaque 35 jours, jusqu'à 10 m de remplissage).

Pour ce cas, l'évolution des pressions interstitielles en excès obtenue à l'aide de la modélisation numérique sera comparée à l'évolution des pressions interstitielles en excès estimée par le modèle analytique de Gibson (1958). Comme on l'a vu, ce modèle est basé sur la théorie de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi (1943) et il permet d'estimer l'évolution des pressions interstitielles en excès pour un remplissage en continu d'un bassin d'entreposage.

La figure 4.52 présente le degré de consolidation ($u_e/\gamma'h$) pour la hauteur relative (y/h) et un facteur temps (T) pour un bassin d'entreposage au fond perméable calculé selon cette solution analytique.

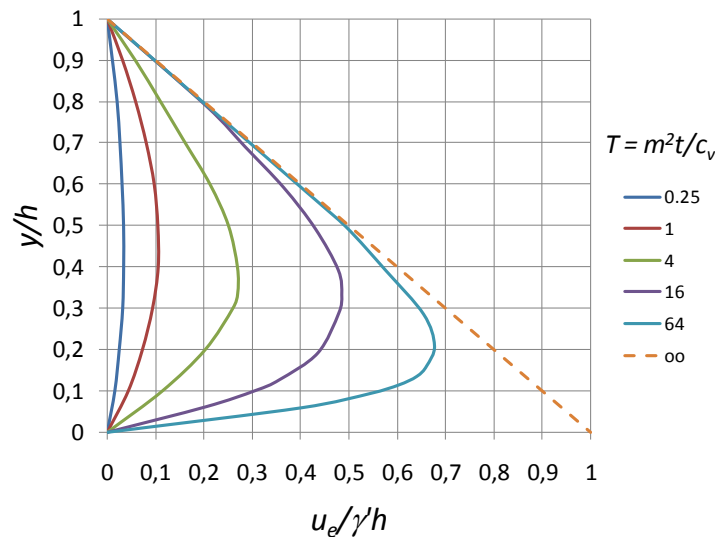


Figure 4.52 Relation théorique entre la hauteur relative et le degré de consolidation pour diverses valeurs du facteur temps (T) pour un remplissage en continue avec drainage au fond et au sommet (solution de Gibson, 1958).

L'approche de Gibson (1958) n'a pas été utilisée pour le taux de remplissage plus faible (1m/an) parce que le facteur temps (T) est trop faible ($T < 0,25$); il devient alors difficile d'estimer les valeurs de u_e . Le coefficient de consolidation moyen utilisé avec la solution de Gibson (1958) $c_v = 53 \text{ m}^2/\text{an}$. Les paramètres utilisés dans la figure 4.52 et l'estimation de c_v ont été présentés à la section 4.3.2.2.

La figure 4.53 présente le résultat de simulations sur la variation de la pression interstitielle en excès en fonction de la position à la fin de chaque étape de calcul (35 jours, correspondant à 1 m de boue ajouté).

Sur la figure 4.53, on peut observer que les valeurs de la pression interstitielle en excès sont semblables dans les 3 cas présentés. Les valeurs de la pression interstitielle en excès sont un peu plus grandes dans le cas « a » ($k = 1 \text{ m/jour}$ pour la couche de drainage) que dans le cas « b » ($k = 100 \text{ m/jour}$ pour le drainage). Cette différence est de 5% au niveau de u_e , pour 2 ordres de grandeur de différence dans la conductivité hydraulique de la couche de drainage. On peut aussi noter à la figure 4.53a l'existence des petites pressions interstitielles en excès au fond du bassin.

À la figure 4.53c, les pressions interstitielles en excès ont été estimées avec la méthode de Gibson (1958) avec remplissage continu. Ces valeurs de la pression interstitielle en excès sont plus grandes au début (premiers mètres de remplissage) que les valeurs calculées en a et b. Les valeurs obtenues pour les 3 cas se rapprochent vers la fin du remplissage du bassin.

On constate à nouveau que la solution numérique suit bien la tendance dictée par la solution analytique de Gibson (1958). On note aussi pour la solution numérique que la présence d'une couche drainante plus perméable au fond accélère la dissipation des pressions interstitielles en excès.

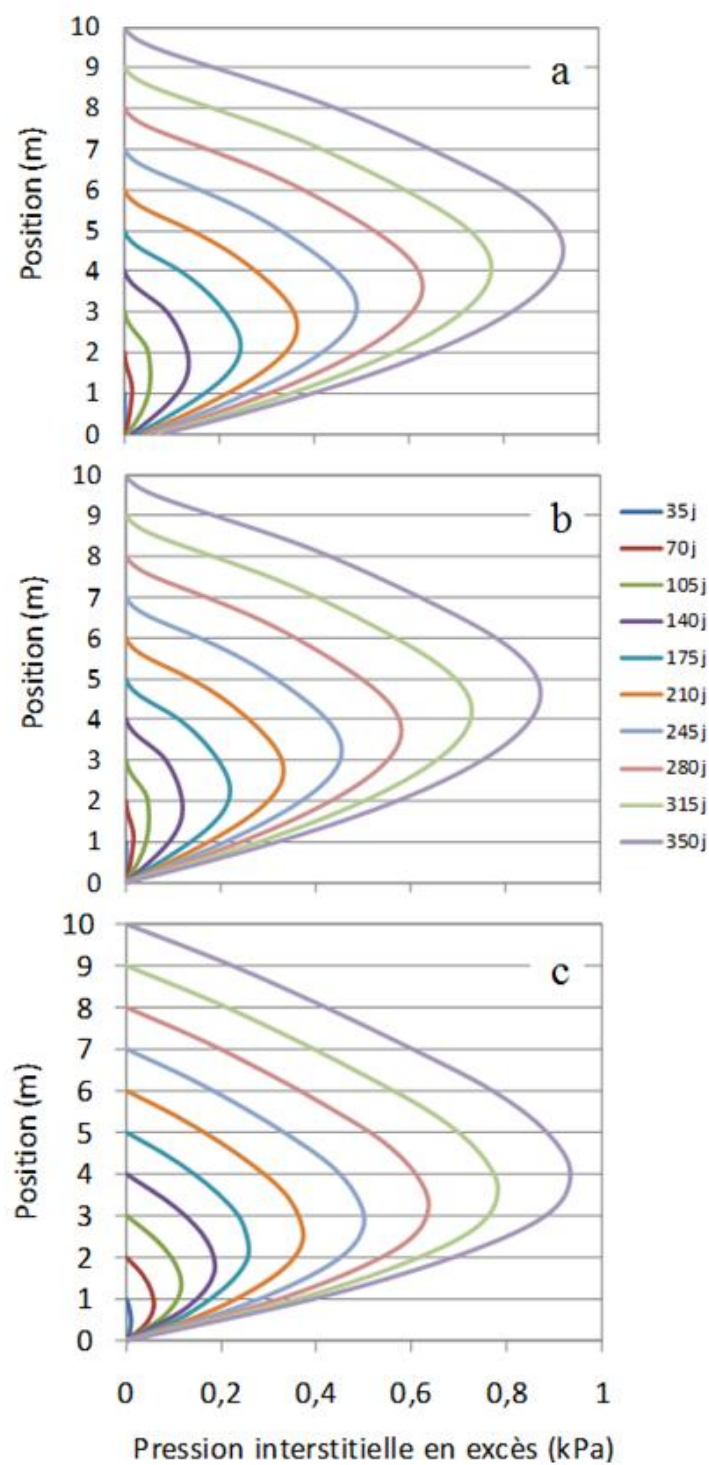


Figure 4.53 : Valeurs calculées avec SIGMA/W des pressions interstitielles en excès du bassin, pour un remplissage de 10 m/an pour $k = 1 \text{ m/j}$ (a), $k = 100 \text{ m/j}$ (b) et la solution de Gibson (c).

4.3.3 Simulation à grand échelle d'un bassin d'entreposage avec fond imperméable

Les simulations suivantes sont menées en 2D afin de représenter une géométrie plus réaliste des bassins d'entreposage de boues de traitement avec SIGMA/W.

Un bassin d'entreposage de 100 m de largeur à la base et 10m de hauteur a été modélisé. Le fond du bassin est imperméable mais les parois des digues sont constituées d'un matériau perméable. La pente de la paroi de la digue est de 45° . Le remplissage du bassin avec la boue de traitement se fait à un taux de 1 m/an, par couches d'un mètre d'épaisseur (ajoutée au début de chaque année). La figure 4.54 présente le schéma (avec l'axe de symétrie 2D) du bassin d'entreposage et le maillage généré. L'échelle verticale est amplifiée d'un facteur de 5 fois par rapport à l'échelle horizontale sur cette figure.

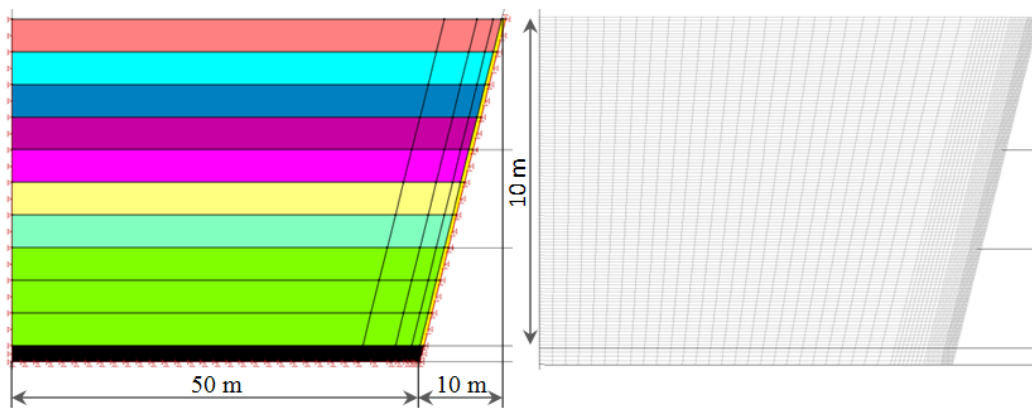


Figure 4.54 : Schéma du modèle de bassin d'entreposage des boues de traitement avec fond imperméable et paroi drainante. Le maillage du bassin est aussi montré. Échelle 1V : 5H.

Le maillage est fait avec des éléments quadrilatéraux pour s'adapter à l'inclinaison de la paroi. Les éléments ont 0,15 m de hauteur et une largeur variable qui atteint un maximum de 2 m dans la partie supérieure; cette largeur maximale diminue jusqu'à 1,5 m pour la partie inférieure du bassin. Il y a 3 niveaux de raffinement horizontal du maillage en approchant de la paroi. Les éléments font 0,15 m de largeur dans le premier mètre (en contact avec la paroi). Puis ils font 0,3 m de largeur pour les 2 m qui suivent, puis 0,5 m de largeur pour les 4 m suivants. Il y a un total de 5720 éléments dans le modèle. Pour la frontière latérale (axe de symétrie), seulement un déplacement vertical est permis. Aucun déplacement n'est permis à la paroi de la digue et à la base de la couche imperméable du fond. Comme dans les modélisations 1D, une condition $u = 0$

est fixée pour la partie supérieure de la dernière couche placée dans le bassin. La conductivité hydraulique horizontale est égale à la conductivité verticale (k isotrope).

Les valeurs de λ et κ de la boue pour chaque étape ont été adaptées de la modélisation d'un bassin 1D avec fond imperméable. Le coefficient de frottement interne ϕ a été considéré comme négligeable et des valeurs de $\nu = 0.02$ et $K_0 = 1$ ont été adoptées.

Le pas de temps initial est de 0,2 jours et chaque étape de calcul (de 360 jours) est divisée en 50 pas de temps dont la durée augmente de façon exponentielle.

Les résultats de la modélisation du bassin d'entreposage avec les boues de traitement sont présentés dans ce qui suit.

La figure 4.55 présente l'évolution des pressions interstitielles en excès pour le bassin d'entreposage des boues de traitement pour un taux de remplissage de 1 m/an, après la déposition de la dernière couche (entre 9 et 10 m). Sur cette figure, on observe que les pressions interstitielles se dissipent plus rapidement dans la série « a » (paroi drainante de la digue avec $k = 100$ m/j) que dans la série « b » (paroi drainante de la digue avec $k = 1$ m/j). Sur la figure 4.55a₂ on note une zone avec une pression interstitielle en excès plus grande, en raison du tassement qui se produit proche de la paroi latérale (inclinée). Une conductivité hydraulique plus grande engendre un décalage (horizontal) d'environ 10 m dans les isobares de la série « a » par rapport à la série « b ».

Un autre exemple des résultats des simulations numériques d'un bassin d'entreposage des boues de traitement du DMA est présenté à l'annexe 5.

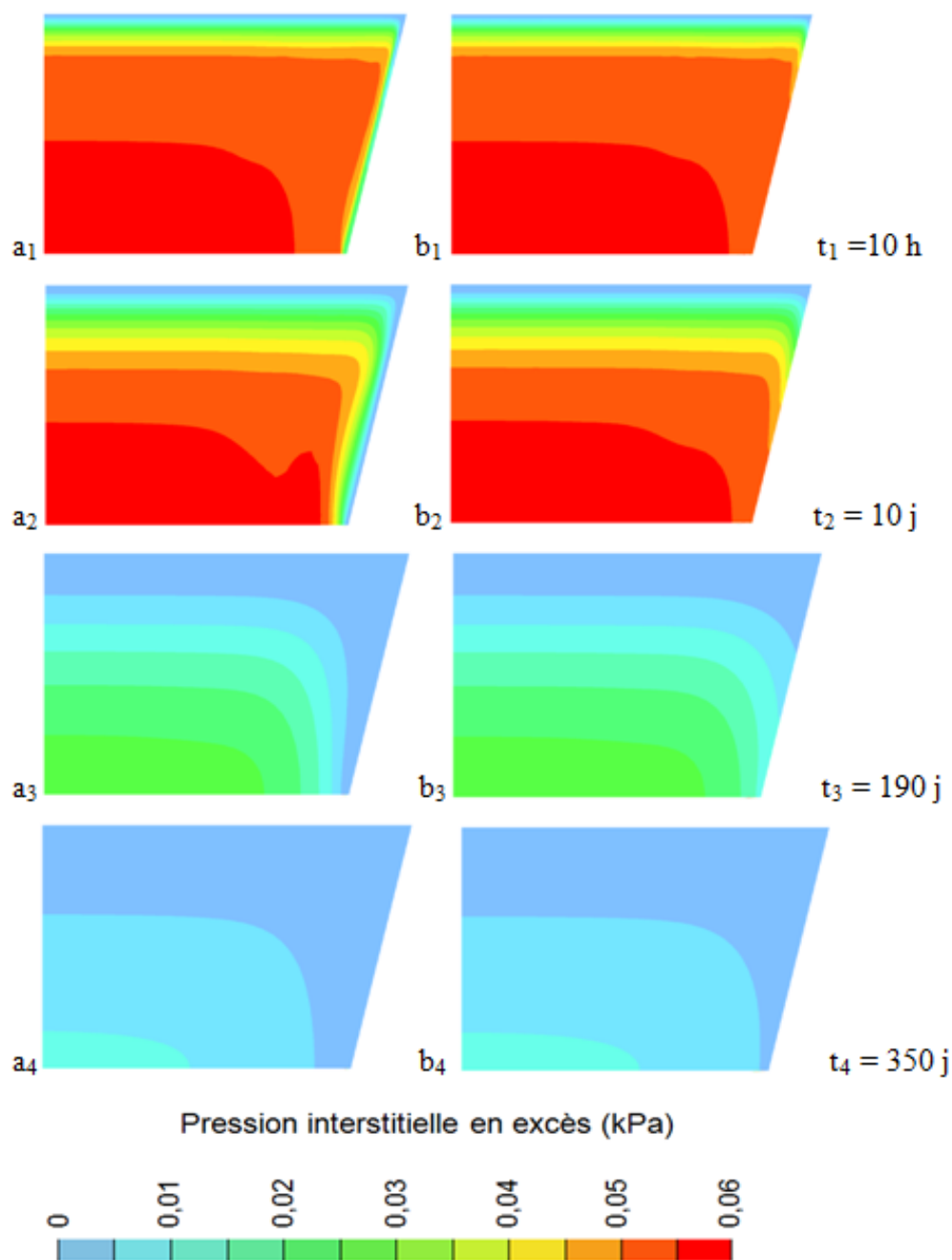


Figure 4.55 : Évolution des pressions interstitielles en excès suite à l'ajout de la dernière couche de 1 m, lors du remplissage du bassin d'entreposage des boues de traitement. La conductivité hydraulique k de la paroi drainante (digue) est de 100 m/j (a, à gauche) et $k = 1$ m/j (b, à droite).

4.3.4 Simulation d'un bassin d'entreposage circulaire avec fond perméable

Un bassin circulaire de plus petites dimensions avec un fond et une paroi perméable a été simulé pour évaluer la dissipation des pressions interstitielles en excès à la fin du remplissage avec la boue de traitement.

La figure 4.56 présente le schéma du bassin simulé, en condition axisymétrique. Le diamètre au fond du bassin est de 20 m. Le maillage présenté à la figure 4.56 est formé de 3640 éléments.

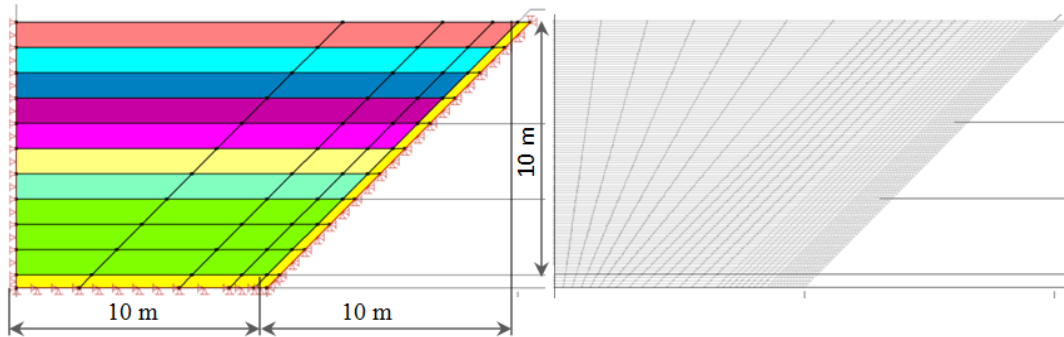


Figure 4.56 : Schéma du modèle de petit bassin d'entreposage des boues de traitement et du maillage. Le maillage du bassin est montré.

La figure 4.57 présente l'évolution des pressions interstitielles en excès pour les boues de traitement pour un taux de remplissage de 1 m/an, après la déposition de la dernière couche (entre 9 et 10 m). Sur cette figure, on observe une dissipation de u_e beaucoup plus rapide dans la série « b » que dans la série « a » en raison d'une conductivité hydraulique 100 fois supérieure.

La figure 4.57 montre qu'après 153 jours (suite à la déposition de la dernière couche), les pressions interstitielles en excès générées se sont pratiquement dissipées dans le cas de la figure b₃ mais il reste des pressions interstitielles en excès (0,03 kPa) pour le cas a₃. On voit qu'en raison des dimensions plus petites et du drainage au fond, la dissipation des pressions interstitielles en excès est plus rapide. Ceci indique aussi qu'un grand bassin subdivisé en plus petites sections, et comprenant des inclusions perméables, pourrait permettre d'accélérer la consolidation des boues.

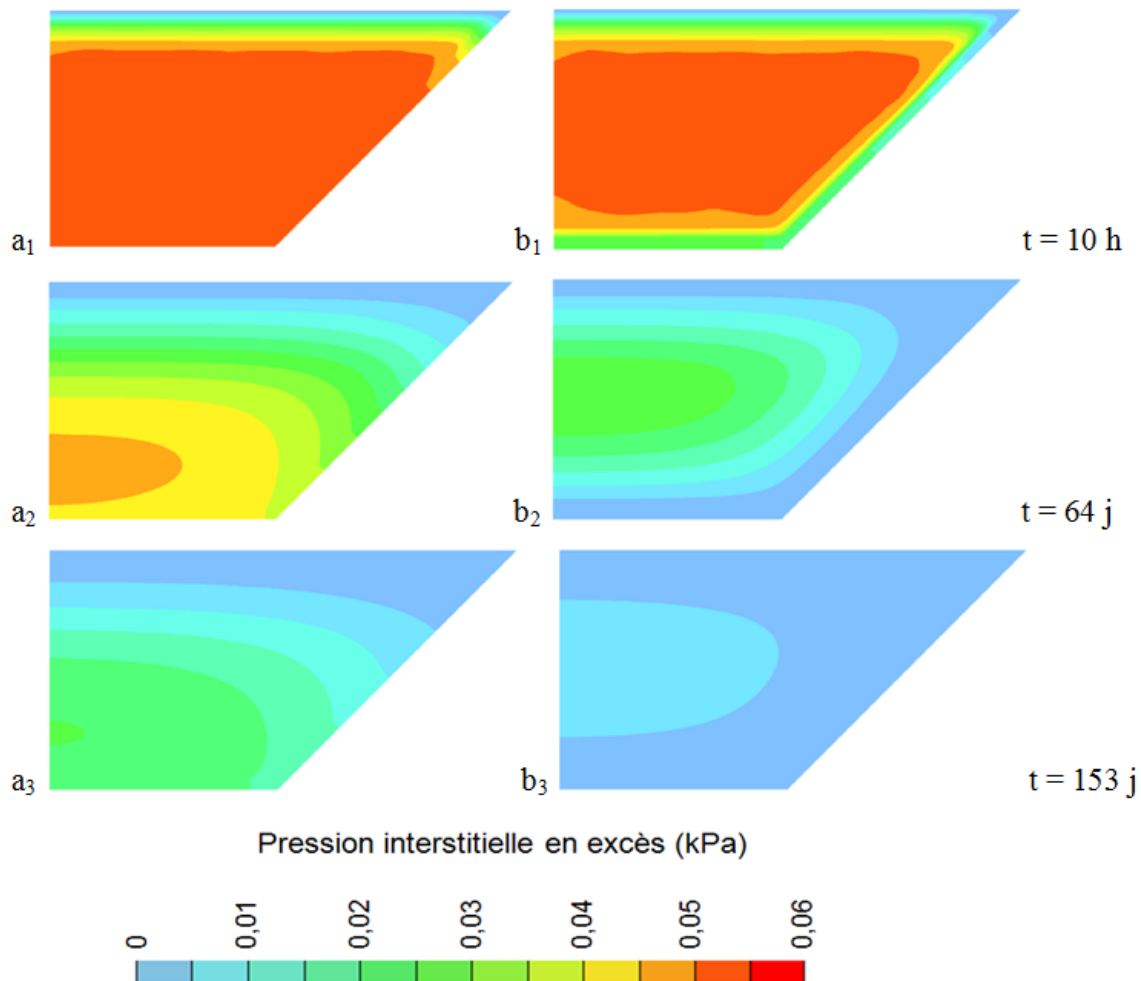


Figure 4.57 : Simulation de l'évolution des pressions interstitielles en excès pour un bassin d'entreposage circulaire des boues de traitement, un taux de remplissage de 1 m/an, après la déposition de la dernière couche en surface. La conductivité hydraulique k des couches drainantes est 1 m/j (a) et 100 m/j (b).

4.4 Analyse et discussion des résultats

Les procédures expérimentales décrites au chapitre 2, les résultats présentés au chapitre 3, et les simulations présentées dans le présent chapitre indiquent que l'approche proposée ici est appropriée pour caractériser le comportement des boues de traitement du DMA, en phase de sédimentation et (surtout) de consolidation. Certains des résultats expérimentaux, analytiques et numériques soulèvent néanmoins certaines questions, quand à leur représentativité et signification. Plusieurs des interrogations précédemment mentionnées et d'autres points

complémentaires méritent d'être discutés plus en détails. Dans cette section, on revient donc sur divers aspects qui peuvent influencer la qualité des résultats découlant des travaux présentés dans cette thèse.

4.4.1 Sédimentation des boues

La première phase des essais en colonne est contrôlée par la sédimentation des matériaux en suspension. La transition entre la sédimentation et la consolidation survient progressivement. Cette transition peut être évaluée théoriquement à l'aide des paramètres e_m et e_s (voir figure 1.15), qui représentent respectivement les valeurs de l'indice de vides à la fin de la sédimentation pure (sans interaction entre les particules) et la valeur de e à l'apparition des contraintes effectives entre les grains (au début de la consolidation hydrodynamique). Entre ces deux valeurs (e_m et e_s), le matériau passe par une étape de sédimentation « entravée » où la déposition est ralentie en raison de la proximité de grains (ou floes). Durant cette étape de transition, la conductivité hydraulique diminue et le mouvement de l'eau interstitielle interagit de plus en plus avec celui des grains. Dans l'analyse continue (unifiée) du processus de sédimentation/consolidation (section 1.6.2), les valeurs de e_m et e_s sont associées à la valeur de β qui varie de 0 (en sédimentation pure) à 1 (en consolidation).

Pour la boue de traitement Selbaie, il est difficile d'identifier clairement les valeurs des indices des vides pour ces conditions de transition à partir des résultats des essais en grandes colonnes, en raison notamment de l'évolution progressive de la courbure de la relation entre la position de l'interface et le temps (i.e. sans phase linéaire). Il faut aussi rappeler que le système de mesure de la densité (reliée à l'indice des vides) ne permettait pas un suivi « en continu » dans cette zone, de sorte que les mesures disponibles à cet égard ne sont pas appropriées à une évaluation précise du comportement de la boue en phase de sédimentation. On peut néanmoins faire une estimation préliminaire des valeurs de e_m et e_s à partir des essais de sédimentation sur les boues Selbaie réalisés en cylindres (avec $P = 1\%$). Ainsi, les résultats montrés à la figure 3.24 (essai 4) permettent d'estimer $e_m \approx 125$ (selon la densité mesurée au temps $t \approx 12$ min.) pour la valeur de e à la fin du comportement linéaire en sédimentation (figure 3.24.a), et $e_s \approx 47$ (au temps $t \approx 130$ min.) au début de la consolidation (figure 3.24.b). Ces valeurs (approximatives) peuvent être comparées à celles obtenues par Pane et Schiffman (1997), qui ont estimé la valeur de e_m pour une suspension d'argile phosphatique ($e_m = 95$) et pour une boue de kaolin ($e_m = 30$). Il n'est toutefois pas clair que les valeurs obtenues ici dans les petits cylindres sont représentatives de

l'évolution du comportement de la boue Selbaie ($P \approx 10\%$) testée dans les grandes colonnes. On note que cette boue a un indice des vides initial de l'ordre de 40, de sorte que l'on peut présumer que la sédimentation dans les grandes colonnes serait de nature entravée dès le départ (avec un comportement proche de la phase de consolidation). Des analyses plus poussées (avec une instrumentation différente) seraient requises pour statuer sur cet aspect du comportement des boues (qui a été jugé moins prioritaire pour les besoins de ce projet). Le modèle unifié n'ayant pas été utilisé ici, nous ne nous sommes pas attardés à définir plus spécifiquement les valeurs de e_m et e_s .

Nous avons néanmoins utilisé les quelques données disponibles pour évaluer (de façon préliminaire et partielle) le comportement des boues avant la phase de consolidation. Ainsi, on a déjà vu à la section 3.2.3.3 que la loi de Stokes permet de faire une estimation approximative de la vitesse de sédimentation durant la première partie de l'essai (à partir du D_{50}), malgré le fait qu'on ne soit pas dans une phase de sédimentation « pure » (non-entravée). Le comportement en sédimentation pourrait dans ce cas être mieux représenté par la théorie de Kynch (1952), qui décrit la relation entre la vitesse de sédimentation v_s , la conductivité hydraulique k et l'indice des vides e . Cette relation peut s'écrire comme suit (Pane et Schiffman, 1997) :

$$k = v_s(I+e) / \gamma^* \quad (4.4)$$

où $\gamma^* = (\gamma_s - \gamma_w) / \gamma_w = D_r - 1$, (où γ_s et γ_w représentent le poids volumique des grains solides et de l'eau respectivement, et D_r la densité relative des grains solides).

Tel que mentionné, la valeur de l'indice des vides initial (de l'ordre de 40) indique que la boue serait initialement dans une phase de sédimentation entravée, et proche du début de la consolidation. Ceci implique que les contraintes effectives sont très faibles, mais pas totalement nulles au début de l'essai, et qu'elles se développent assez rapidement. Les résultats des essais en colonnes montrent d'ailleurs l'apparition (et la dissipation) de faibles surpressions interstitielles tôt dans l'essai, ce qui implique le développement de contraintes effectives. Ceci rend donc la solution de Stokes peu appropriée. L'applicabilité de celle de Kynch est également incertaine pour les essais en grande colonne. Mais ce modèle semble approprié pour les essais en petits cylindres.

On a donc estimé la conductivité hydraulique en fonction de la vitesse de chute et de la valeur de l'indice des vides (éq. 4.4) pour l'essai de sédimentation en cylindre (boue Selbaie avec $P \approx 1\%$), entre le début de la sédimentation (où $e \approx 285$, i.e. juste après la phase initiale de floculation) et le

temps correspondant à $e_m \approx 125$ (à la fin de la phase de sédimentation pure). On obtient alors la vitesse de chute en sédimentation (obtenue expérimentalement) $v_s \approx 3,27 \cdot 10^{-4}$ m/s. Pour une valeur de la densité relative des grains solides (boue Selbaie) $D_r = 2,95$, on calcule la valeur de $\gamma^* = D_r - 1 = 1,95$. La conductivité hydraulique devient (équ. 4.4) :

pour $e = 285$: $k = 3,27 \cdot 10^{-4}$ m/s. $(1+285) / 1,95 = 4,8 \cdot 10^{-2}$ m/s

pour $e = 125$: $k = 3,27 \cdot 10^{-4}$ m/s. $(1+125) / 1,95 = 2,1 \cdot 10^{-2}$ m/s

Ces valeurs représenteraient la conductivité hydraulique (maximale et minimale) dans la phase de sédimentation pure. Il est intéressant de noter que ces valeurs sont relativement proches de celles calculés avec l'équation 3.11, déduite des essais CGHI en grande colonne, pour cette plage d'indice des vides, i.e. $1,2 \cdot 10^{-3}$ m/s ($e = 125$) $< k < 4,3 \cdot 10^{-2}$ m/s ($e = 285$). Ceci indique que cette équation serait compatible avec le comportement des boues sur une très large plage d'indice des vides, en phase de consolidation et de sédimentation (en prenant en compte la variabilité des résultats).

On peut aussi mentionner ici que les relations k - e obtenues des essais CGHI en colonne (équ. 3.9 et 3.11) montrent une « courbure » comparable à celles des relations de Kozeny-Carman (KC) et de Kozeny-Carman modifiée (KCM), présentées au chapitre 1 (équ. 1.64 et 1.65). Pour les matériaux testés ici, la valeur calculée de l'exposant b (de la fonction e^b , équ. 1.62) se situe entre 3 (modèle KC) et 5 (modèle KCM) pour des valeurs de e élevées; pour nos essais CGHI, cet exposant b est de 3.16 selon les mesures sur le kaolin (équ. 3.9) et de 4.35 pour la boue Selbaie (équ. 3.11). Ceci constitue une indication additionnelle que les essais CGHI caractérisent adéquatement le comportement des boues. Il faut toutefois noter que les modèles prédictifs présentés au chapitre 1 ne sont pas directement applicables à nos essais car les indices des vides sont beaucoup plus grands que les valeurs considérées pour le développement de ces expressions (ce qui affecte notamment la tortuosité de l'écoulement).

4.4.2 Précision et représentativité des résultats de mesure en consolidation

Les équipements utilisés dans les systèmes de mesure sont assujettis à des limitations qui affectent leur précision. Le protocole expérimental, bien que systématique, engendre aussi certaines imprécisions. La dispersion des résultats obtenus ici est cependant tout à fait comparable à celle obtenue par d'autres auteurs (sur des matériaux différents), incluant la majorité des études mentionnées au tableau 1.2. On peut par exemple comparer la dispersion (variabilité) de nos résultats avec les données d'autres auteurs, comme celles de Been et Sills

(1981), présentées à la section 4.2.3. On observe alors que la dispersion de leurs résultats est élevée, atteignant 2 ordres de grandeur pour la variation de k (pour un e donné, voir la figure 4.21). Cette dispersion est comparable à celle découlant de nos essais CCTI; les résultats de nos essais CGHI montrent une dispersion plus faible (environ un ordre de grandeur).

Comme c'est le cas pour les travaux menés par d'autres chercheurs, les sources d'imprécision dans nos mesures sont multiples. Cela inclus le système utilisé pour évaluer la teneur en eau (ou l'indice des vides), qui fonctionne avec une source radioactive et un détecteur (tel que présenté au chapitre 2). Ce système est étalonné pour chaque mesure du profil de densité (teneur en eau) et les mesures sont doublées. Malgré ces efforts, la nature de ces mesures peut produire des variations, notamment parce que la position préétablie du système source-détecteur peut varier (légèrement) d'une étape à l'autre. Il peut aussi y avoir des imprécisions liées au bruit de fond électronique. On note aussi une incertitude relativement à la densité relative des solides utilisée pour passer de la densité de la boue à l'indice des vides, puisque les particules contiennent des phases non-stabilisées (contenant des précipités et de l'eau adsorbée et occluse) de sorte que la détermination de la valeur de D_r dépend, dans une certaine mesure, de la technique utilisée et du temps; cette imprécision avait aussi été soulignée par Dromer (2004). On peut également mentionner que la courbe d'étalonnage des mesures de densité du matériau obtenue sur des échantillons représentatifs peut elle-même introduire des imprécisions. Il est toutefois difficile de quantifier l'ampleur de ces imprécisions sur les valeurs de la teneur en eau w et de l'indice des vides e présentées ici.

Le système de mesure des pressions interstitielles introduit également des incertitudes dans nos résultats d'essais. La précision peut ainsi être affectée par la vitesse de réponse des capteurs (incluant l'influence des filtres utilisés pour contrôler la migration des particules fines), par leur déformation suite à l'application des pressions (totales), et aussi par le bruit électronique. L'imprécision des capteurs semble plus critique pour les essais CCTI (sous chargement mécanique) qui induisent des changements abrupts au niveau de la pression d'eau suite à l'ajout des charges. La vitesse de dissipation des pressions dans ce cas est initialement très rapide, et il n'est pas certain que les capteurs puissent bien suivre l'évolution réelle de ces variations. Il est alors possible que le taux de dissipation des pressions d'eau en excès mesuré par les capteurs diffère du taux réel, ce qui induirait un certain biais dans le calcul des valeurs de la conductivité hydraulique (qui dépend de l'évolution des gradients). Pour les essais CCTI, il y a une incertitude

additionnelle face à l'évaluation de la friction du piston sur la paroi de la colonne pendant l'essai. La force de friction a été estimée lors de la mise en place du piston. Cependant, la contrainte due à cette friction peut varier pendant les essais (i.e. état statique et dynamique), notamment en raison de l'augmentation des pressions sur la boue qui peut dans certains cas se déplacer entre la paroi et le piston. On a d'ailleurs noté que le piston ne se déplaçait pas toujours de façon continue, mais quelques fois avec de petites « sauts », ce qui affectait les mesures de pression d'eau (et le calcul des charges appliquées).

Les essais CGHI engendrent nettement moins d'incertitude à cet égard car les charges sont appliquées de façon moins soudaine, et les vitesses de dissipation sont moins rapides et plus faciles à suivre. L'absence d'un piston élimine aussi la source d'imprécision due au frottement. On note néanmoins que l'évaluation de la valeur de k est faite en fonction du débit de sortie mesuré à l'aval; bien qu'assez précise, cette mesure peut être affectée (légèrement) par l'évaporation de l'eau entre deux mesures (pendant la nuit par exemple).

Le bon accord entre les résultats des essais CGHI et les résultats au perméamètre (pour les valeurs de k en fonction de e) est également significatif. Ces derniers essais incluent la mesure des débits et des pressions d'eau, avec une évaluation spécifique de la quantité de solide dans l'échantillon. On peut donc accorder une certaine confiance aux valeurs de k et de e obtenues par ce type d'essai.

La figure 3.36 indique qu'il y aurait une bonne concordance entre les résultats des essais de compression en petite colonne et ceux des essais CCTI en grande colonne. Il faut cependant rappeler que les essais en petites colonnes n'incluaient pas la mesure de la dissipation des pressions interstitielles, ce qui fait qu'il est difficile d'évaluer la validité de cet aspect pour ces essais.

Ceci nous amène à rediscuter des résultats présentés au chapitre 3, qui indiquent qu'il y a 2 ordres de grandeur de différence entre les valeurs de k obtenues par les deux méthodes (essais CCTI vs CGHI), pour des indices des vides équivalents sur les boues Selbaie. Une revue détaillée de nos résultats montre que cet écart existe vraiment, et qu'il n'est pas dû (par exemple) à la grande dispersion des résultats (qui est plus marquée pour les essais CGHI). Ce n'est cependant pas la première fois que de tels écarts sont observés pour deux types d'essais sur un même matériau. Des différences semblables ont notamment été rapportées par Tavenas et al (1983) pour l'estimation de la conductivité hydraulique à l'aide des essais au perméamètre et des essais de

compression à l'oedomètre sur l'argile. Bussière (1993) a aussi noté de grandes différences entre les valeurs de k obtenues au perméamètre et en consolidation oedométrique sur des r sids miniers. Des différences atteignant près de 3 ordres de grandeur pour la valeur de k (  un indice des vides donné) ont également été obtenues par Duhaime (2011, thèse de doctorat à paraître) entre les essais au perméamètre et à l'oedomètre sur des argiles de Mascouche (dans notre laboratoire). Dans tous ces cas, la valeur de k obtenue à l'oedomètre est plus faible. Ceci indique qu'il y aurait une différence intrinsèque entre les deux techniques pour obtenir la conductivité hydraulique. Tavenas et al (1983), et d'autres chercheurs, imputent ces différences (en partie)   la méthode utilisée pour déduire la valeur de k à partir des essais de compression à charge totale imposée (comme les essais oedométriques). Cette approche, qui relie k au coefficient de consolidation (c_v), est basée sur une série d'hypothèses issues de la théorie de Terzaghi (voir chapitre 1). Certaines de ces hypothèses semblent peu représentatives du comportement des matériaux (surtout s'ils sont très déformables). On note aussi une incertitude au niveau de l'obtention du coefficient c_v à partir des données expérimentales (e.g. Holtz et al., 2010).

Lorsque l'on compare directement les deux types d'essais en colonne, on note que la distribution de la pression interstitielle selon la hauteur diffère grandement. Il y a deux raisons principales pour ceci :

- La colonne de l'essai CGHI (développée pour ce projet) permet un double drainage (i.e. en bas et en haut de la colonne), mais celle de l'essai CCTI est drainée seulement vers le haut (  travers le piston recouvert d'un géotextile);
- L'application des chargements est différente, soit par un gradient imposé (d  à une différence de charge hydraulique entre l'aval et l'amont de l'échantillon) pour l'essai CGHI et par un piston qui applique une charge totale sur la partie supérieure de l'échantillon (qui sert aussi au drainage).

Lors d'un chargement dans un essai CCTI, la distribution des pressions interstitielles est contrôlée par le drainage vers le haut. La pression se dissipe plus rapidement à proximité du piston, et moins rapidement proche de la base. La densité de la boue et le développement des contraintes effectives évoluent dans le même sens. Dans certains cas, la charge appliquée est suffisante pour que la pression d'eau en excès modifie la structure du matériau (qui peut même se dilater temporairement à certains endroits). Dans un essai CGHI, la distribution des pressions

interstitielles le long de la colonne est plutôt dictée par la distribution des gradients, qui dépendent de la distribution des valeurs de la conductivité hydraulique dans l'échantillon. Il s'agit d'une évolution plus naturelle (et plus progressive) de la pression d'eau en excès u_e , qui affecte l'évolution de e et de σ' .

Il est utile de rappeler ici la définition de la pression interstitielle en excès, qui peut s'exprimer de deux façons (Gibson et al., 1989; Powrie, 2004). La définition usuelle de u_e consiste à soustraire de la valeur u mesurée la valeur des pressions interstitielles hydrostatiques ($u_0 = \gamma_w \cdot z$), tel que proposé par Terzaghi (1943). Lorsque les pressions interstitielles en excès se sont dissipées, la consolidation cesse et on retrouve alors une distribution des pressions interstitielles de nature hydrostatique. Cette définition est un cas particulier de la définition générale de u_e , qui tient compte d'une distribution des pressions interstitielles en conditions transitoires, avec des pertes de charges durant l'écoulement (Lambe et Whitman, 1969). Dans ce cas, l'écoulement de l'eau dû au gradient hydraulique engendre une différence (permanente) entre les pressions d'eau réelles et les valeurs hydrostatiques. Pour nos essais sous chargement hydraulique (CGHI), cette dernière définition, plus générale, de u_e est la plus appropriée. Après l'application d'un gradient hydraulique, qui se distribue dans l'échantillon selon le profil (vertical initial) de la conductivité hydraulique, le profil des pressions change selon le tassement (i.e. avec l'évolution du profil de l'indice des vides). À la fin de la consolidation, lorsque le squelette a été comprimé par la différence des contraintes effectives, un nouvel équilibre est obtenu. Celui-ci dépend du profil d'indice des vides (et de k) qui détermine la distribution des gradients, des pressions interstitielles (et des contraintes effectives). Les pressions interstitielles finales seront plus grandes ou plus petites que les pressions interstitielles initiales, selon l'endroit. Dans ce cas : $u_e = \pm \Delta u$; on peut donc avoir des pressions interstitielles en excès u_e positives ou négatives. Pour l'essai CCTI, la définition plus restrictive de u_e de Terzaghi serait applicable, mais celle-ci n'est pas applicable pour l'essai CGHI. La définition de u_e basée sur une distribution des pressions interstitielles en condition transitoire, qui tient compte des pertes de charges durant l'écoulement est applicable, aux deux types d'essai. Pour cette raison on a préféré présenter les mesures de la pression interstitielle à partir d'une « pression interstitielle différentielle », selon les mesures des capteurs de pression différentielle (voir figures 3.16 et 3.20). Ceci évite la confusion liée aux deux définitions mentionnées ici.

Nonobstant la méthode utilisée pour définir les composantes de la pression interstitielle, les divers éléments présentés ici nous portent à conclure que les résultats des essais CGHI constituent un meilleur reflet du comportement des boues. A cet égard, on s'appuie (en partie) sur la relation $k-e$ obtenue pour la boue Selbaie qui se compare bien aux résultats obtenus à l'aide des essais au perméamètre, qui constitue une approche directement basée sur la loi de Darcy. Les résultats des essais CGHI sont également compatibles avec ceux des essais de sédimentation en petite colonne (tel que mentionné plus haut, à la section 4.4.1), et ils suivent bien la tendance générale découlant des modèles prédictifs KC et KCM (même si l'ampleur de k n'est pas bien représentée par ces modèles). Notre analyse nous a donc conduit à adopter la relation $k-e$ issue des essais à chargement hydraulique, parce que jugée plus représentative. C'est pour cette raison que les simulations présentées dans le présent chapitre (rediscutées plus bas) ont été basées sur les essais CGHI, même lorsque l'on analyse les essais CCTI. Les bons résultats obtenus pour les deux types d'essais pour la vitesse de tassement semblent confirmer que l'approche développée ici (avec les essais CGHI) est la plus appropriée pour réaliser la caractérisation des boues de traitement.

Les essais CCTI et CGHI menés sur la boue de kaolin ont aussi permis d'estimer les relations $k-e$ et $e-\sigma'$. Dans ce cas, les écarts observés entre les deux types d'essais sont moindres que pour la boue (fig. 3.35 et 3.37). On peut aussi comparer les résultats obtenus ici avec ceux tirés de la littérature. Le tableau 4.8 présente les relations obtenues sur kaolin dans cette étude et celles obtenues par d'autres auteurs, à l'aide des divers dispositifs expérimentaux.

Le tableau 4.8 montre que les relations obtenues par d'autres auteurs pour $k-e$ sont comparables à celle que nous avons obtenue pour les essais CGHI; les résultats sont également assez proches de ceux obtenus des essais CCTI. Les relations $e-\sigma'$ obtenues par d'autres auteurs diffèrent des nôtres, mais ceci peut être attribué aux différences au niveau des caractéristiques de matériaux (e) et de l'état des contraintes (σ'); en outre, certains résultats (comme ceux de Masutti, 2001), montrent une grande dispersion au niveau de la valeur de e (surtout pour $\sigma' < 0,25$ kPa). Comme la relation $e-\sigma'$ est presque identique pour les deux types d'essais menés ici (sur le kaolin), nous pouvons considérer que celle-ci est représentative du matériau testé.

Tableau 4.8 : Relations $k-e$ et $e-\sigma'$ obtenues expérimentalement par divers auteurs suite à des essais sur le kaolin.

Auteurs	Type d'essai	$k-e$ (k en m/s)	$e-\sigma'$ (σ' en kPa)	Plage de e	Plage de σ' (kPa)
Cette étude	CCTI	$3.10^{-9}.e^{2,8}$	$2,9. \sigma'^{-0,2}$	1,3 à 5,6	0,5 à 50
Cette étude	CGHI	$7.10^{-9}.e^{3,16}$	$2,65. \sigma'^{-0,19}$	1,3 à 5,6	0,5 à 50
Al-Tabbaa et Wood (1987)	Cellule hydraulique	$0,53.10^{-9}.e^{3,16}$		1 à 2	
Pane et Schiffman (1997)	(1)	$10^{-9}.e^{3,28}$		1 à 136	
Potts et Zdravkovic (1999)	Oedomètre		$\sigma'^{-0,06}$	0,7 à 0,8	50 à 300
Masutti (2001)	(1)		$5,81. \sigma'^{-0,33}$	7 à 55	0,05 à 1

(1) Sédimentation et consolidation sous poids propre en colonne.

4.4.3 Caractérisation complémentaire

Les essais de caractérisation des boues au démontage des colonnes ont aussi produits des résultats intéressants. Ainsi, les mesures de la résistance au cisaillement non drainée C_u à l'aide du scissomètre et du cône suédois sur les boues de traitement montrent une bonne correspondance entre elles. Ces résultats indiquent que la relation entre la teneur en eau w (%) et C_u suit une loi de puissance, autant pour la boue de traitement (Selbaie et Inmet) que pour le kaolin; des relations semblables ont été obtenues d'autres auteurs sur des sols fins (e.g. Masutti, 2001).

4.4.4 Simulations de la consolidation des boues dans les colonnes

Le code d'éléments finis SIGMA/W (GEO-SLOPE International Ltd.) a été utilisé dans ce projet afin de simuler la consolidation des boues. La méthode de calcul est basée sur la solution des équations de diffusion, qui découlent de la théorie de consolidation de Terzaghi (1943), reprise dans le modèle CCM. Une des hypothèses de cette théorie est que le rapport $k/(1+e)$ peut être considéré comme constant pour de petites déformations. La solution de Terzaghi suppose aussi que la compressibilité du matériau, exprimée à partir de l'indice de compression C_c (ou du paramètre λ dans le modèle CCM) ne varie pas dans le temps.

Le domaine des petites déformations (i.e. petits déplacements avec déformations linéaires) s'applique typiquement jusqu'à une variation des dimensions ($\Delta L/L_o$) de l'ordre de 5 à 10% (Poirier, 1985; Aubertin, 1989; Besson et al., 2001). Dans les analyses présentées ici, des déformations plus grandes ont été observées pendant le processus de consolidation (i.e. $\Delta L/L_o > 40\%$ pour la boue Selbaie). Pour simuler ce type de comportement, on peut avoir recours à des outils de calcul adaptés aux grandes perturbations, en utilisant une définition des contraintes de type Piola-Kirchoff (plutôt que Cauchy) et des déformations de type Green-Lagrange. Les codes numériques usuellement employés en géotechnique, comme SIGMA/W, n'incluent toutefois pas ce type de représentation. Alternativement, il est aussi possible d'évaluer l'ensemble du comportement de nos matériaux pour les conditions d'essais en colonne (i.e. en 1D, sans rotation notable) en divisant le processus global (ou la réponse pour le temps total) en plusieurs étapes de calcul, et en actualisant les paramètres variables du matériau (comme e_o , λ , κ) au début de chacune des étapes. Cette approche a été utilisée ici avec le code SIGMA/W. La valeur de la conductivité hydraulique k est aussi actualisée en fonction σ' selon la relation k - σ' prédéterminée (voir chapitre 3). Ceci signifie que l'analyse de la déformation se fait en petits déplacements à pour chaque étape, et que l'ensemble des étapes de calcul peut mener à de grands déplacements (sans rotation significative des axes principaux). Cette approche est assez laborieuse à mettre en œuvre puisque les calculs (avec SIGMA/W) doivent être subdivisés en plusieurs étapes, et que les paramètres ciblés du modèle de comportement (e_o , λ , κ et k pour le modèle CCM) doivent être modifiés à chaque étape, et ce pour chacune des « couches » (ou tranche) du modèle numérique. L'effort est cependant justifié car l'approche a donné de bons résultats, comme le montre la bonne concordance avec les résultats expérimentaux de laboratoire et de terrain, et aussi avec le modèle théorique de Gibson (1958), tel que présenté plus tôt dans ce chapitre.

Comme on l'a déjà mentionné, les calculs menés avec SIGMA/W ont été réalisés avec le modèle de comportement Cam-Clay Modifié (CCM), qui trouve (en partie) ses origines dans la théorie de consolidation de Terzaghi (Nova, 2005). D'autres options sont disponibles avec ce code (tel les modèles élastique linéaires et élasto-plastique de type Coulomb), mais le modèle CCM semble le plus approprié ici en raison des fortes similarités observées entre le comportement des argiles et celui de la boue de traitement. Cette similarité est illustrée, par exemple, à l'aide des résultats des essais de compression (confinée) sur les boues (Selbaie et Inmet, présentées au chapitre 3), qui montrent une allure très semblable à ceux d'un essai oedométrique sur l'argile. On a vu aussi que

le comportement des boues est comparable à celui de la suspension de kaolin lors des essais en grande colonne (CCTI et CGHI). Il est donc apparu naturel d'utiliser le modèle CCM pour la boue, puisque celui-ci représente bien le comportement des argiles (e.g. Potts et Zdravkovic, 1999; Nova, 2005). On peut toutefois anticiper que certains aspects du comportement des boues de traitement du DMA, qui ont des indices des vides beaucoup plus grands que celui des argiles, s'écartent de la description associée à ce modèle classique en géotechnique; les résultats obtenus ici ne sont toutefois pas suffisamment détaillés pour évaluer spécifiquement ces différences (i.e. pas de détermination de ϕ' ou de l'état critique, ni aucun autre paramètre associé aux essais de compression triaxiale, etc.). Les résultats des simulations présentées au chapitre 4 indiquent néanmoins que le modèle CCM (avec une actualisation des paramètres du matériau) permet de bien reproduire les résultats des essais en colonne menés au laboratoire sur les boues de traitement du DMA.

On note d'autre part que les résultats des simulations et des essais semblent diverger quelque peu pour les très petites contraintes effectives, i.e. $\sigma' < 0,05$ kPa environ (soit lorsque la relation e - σ' s'écarte de la tendance générale – voir fig. 3.37 et 3.38). Cette situation est observée au début d'un essai en colonne, dans la zone de transition entre sédimentation et consolidation. On peut attribuer ces écarts au fait que le modèle CCM n'est pas en mesure de reproduire le comportement des boues pour de si faibles contraintes effectives (en pratique, ce modèle ne s'appliquerait que pour $\sigma' > 0.1$ kPa; e.g. Yu, 2006). Ceci ne pose toutefois pas de problème majeur pour nos simulations car le développement des contraintes effectives débute et progresse assez rapidement après le début des essais en colonne.

Le fait que les contraintes effectives apparaissent rapidement dans nos essais sur les boues, et aussi le fait que la (courte) phase de sédimentation soit de nature entravée (selon les indications mentionnées plus haut), justifient l'emphasis que nous avons mise dans cette thèse sur la phase de consolidation. Nous n'avons donc pas utilisé l'approche unifiée, qui pourrait tout de même être mieux adaptée pour représenter l'ensemble du comportement en présence des phases de sédimentation (pure et entravée) et de consolidation hydrodynamique. Cependant, il ne semble pas que les modèles unifiés aient été intégrés explicitement dans les codes numériques disponibles (à ce jour). De plus, il y a très peu d'information sur la forme de la fonction du coefficient β (fig. 1.15), ce que rend difficile l'analyse de la phase de transition entre la sédimentation et la consolidation. L'analyse partitionnée (avec actualisation des paramètres de

consolidation du matériau) adoptée ici a comme avantage de permettre l'utilisation d'un code commercial (quoique l'approche complète soit assez laborieuse, pour les raisons mentionnées plus haut).

Il a aussi été mentionné précédemment qu'un matériau fictif (perméable) a été utilisé dans les simulations afin de permettre les écoulements et pour contrôler les étapes de mises en charge (fig. 4.1, 4.6, 4.13, 4.49). Pour les essais CCTI, ce matériau fictif simule la présence du piston perméable, et il permet d'éviter que les gradients de pression à la frontière supérieure de l'échantillon de boue ne deviennent pas trop grands dans le modèle (de façon à mieux contrôler la convergence). Cette deuxième justification s'applique aussi au matériau fictif placé à la base des colonnes pour les essais CGHI (afin de représenter le géotextile placé à la base). Ce matériau fictif a une grande rigidité et on lui attribue une conductivité hydraulique k plus grande que celle de la boue. La présence de ce matériau est introduite comme condition frontière pour permettre le drainage et le chargement des matériaux. La valeur de k imposée pour ce matériau fictif ne semble pas affecter la réponse du modèle (pour les valeurs de k adoptées).

Dans cette thèse, la modélisation numérique s'est avérée un outil très utile pour évaluer l'origine et la signification de la différence (jusqu'à 2 ordres de grandeur) entre les valeurs de k pour les deux types d'essais (CCTI et CGHI). On a tenté de simuler un essai CCTI avec les paramètres directement issus de cet essai (résultats non présentés ici), et on a constaté que la conductivité hydraulique était nettement trop petite, ce qui ne permettait pas de reproduire correctement les résultats des essais. La simulation de l'essai CCTI a ensuite été reprise avec les paramètres déterminés des résultats des essais CGHI (tel que montré à la section 4.2.2). On a alors constaté une bonne concordance avec les résultats de l'essai CCTI, notamment en terme de vitesse de déplacement (tassement) de la surface et de l'évolution de la densité (voir fig. 4.18 et 4.19). Le fait de pouvoir reproduire correctement les deux types d'essais en colonne avec les paramètres déterminés des essais CGHI constitue une forte indication que les résultats obtenus de ce type d'essai représentent bien les caractéristiques du matériau. Ceci est aussi supporté par la bonne concordance avec la conductivité hydraulique obtenue lors d'une mesure au perméamètre.

4.4.5 Simulations de la consolidation des boues dans les bassins

Diverses simulations ont été menées afin d'analyser le comportement des boues dans le cas de grands bassins au fond imperméable et au fond perméable. Dans ce dernier cas, on a inclus une couche du matériau « fictif » pour représenter (en 1D) le matériau perméable placé au fond du

bassin. La conductivité hydraulique du matériau représentant la couche drainante dans ce cas, et aussi dans les bassins simulés en 2D (avec un fond et/ou des parois perméables), est basée sur la valeur de k de matériaux connus, soit un sable moyen et sable silteux (avec une conductivité hydraulique 100 fois plus faible); ces deux situations représentent respectivement le cas de drains perméables et de drains en partie colmatés.

Les simulations du comportement des boues dans les bassins montrent que le taux de remplissage joue un rôle très important dans la génération des pressions interstitielles en excès. La présence de drains au fond et aux parois permet de dissiper plus rapidement ces pressions interstitielles en excès. Cette pratique n'est pas courante dans l'industrie, mais les résultats présentés ici montrent qu'il serait avantageux d'ajouter de telles couches drainantes dans les bassins afin d'accélérer la consolidation des boues. Pour les grands bassins, des inclusions drainantes, semblables à des digues intérieures faites de matériaux perméables, pourraient aussi être envisagés afin de maximiser la vitesse de drainage et de dissipation des pressions interstitielles en excès.

4.4.6 Dernières remarques

Cette thèse inclus quelques contributions notables. A cet égard, le développement d'une nouvelle approche pour mesurer en laboratoire (avec le dispositif de l'essai CGHI) la réponse des boues en sédimentation et (surtout) en consolidation constitue une avancée dans le domaine. Ceci a demandé un effort considérable, notamment afin de bien comprendre les caractéristiques (et les limitations) du montage existant (décrit au chapitre 2) et pour développer des alternatives au niveau de l'application des charges (de façon hydraulique) et de la mesure des pressions interstitielles (différentielles). Les données des essais CGHI permettent une caractérisation de la boue de traitement du DMA, qui est un matériau très peu connu, et elles fournissent les relations requises ($k-e$ et $e-\sigma'$) pour simuler numériquement leur réponse sous des conditions d'intérêt. La thèse présente aussi une approche pour reproduire numériquement (avec le code SIGMA/W) les résultats expérimentaux de nos essais ainsi que ceux publiés par d'autres auteurs (i.e. Mittal et Morgenstern, 1976; Been et Sills, 1981); la solution numérique a aussi été comparée avec succès à la solution analytique de Gibson (1958).

La comparaison des résultats expérimentaux, numériques et analytiques permet de croire que l'approche développée ici est appropriée pour caractériser le comportement des boues de traitement des eaux acides.

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

L'objectif premier de ce projet était de déterminer les propriétés des boues de traitement des eaux acides (type DMA) en phase de sédimentation et (surtout) de consolidation pour mieux évaluer le comportement de ces boues suite à leur déposition dans des bassins d'entreposage.

La revue des modes de production des boues de traitement, des théories pour représenter les processus de sédimentation et consolidation, et des techniques expérimentales utilisées dans des études préalables sur des matériaux analogues ont fourni les informations et les outils permettant de développer une approche systématique pour analyser le problème ciblé ici.

Le développement d'un protocole et d'un programme expérimental a permis de déterminer les propriétés caractéristiques et de définir des lois de comportement pour les boues de traitement prélevées sur un site minier. D'un point de vue expérimental, le programme comporte deux principaux types d'essais. Des essais avec chargement par contrainte totale imposée (CCTI) ont été menés à l'aide d'un dispositif expérimental préalablement développé à l'École Polytechnique de Montréal (Dromer et al. 2004). Ce dispositif a été modifié ici afin d'obtenir une plus grande précision, notamment au niveau de la mesure des pressions interstitielles en excès; il a été utilisé pour mener une nouvelle série d'essais sur une boue de traitement d'eaux acides et sur une suspension de kaolin. La thèse présente aussi un nouveau type d'essai, réalisé avec un chargement par gradient hydraulique imposé (CGHI). Ce nouveau type d'essai en grande colonne est un des apports originaux de cette étude. D'autres types d'essais (incluant des essais au scissomètre et au cône suédois, et des mesures directes de conductivité hydraulique) ont permis de compléter la caractérisation des propriétés hydro-géotechniques de la boue de traitement.

Des lois de comportement pour les relations entre la conductivité hydraulique et l'indice des vides $k-e$ et entre ce dernier et la contrainte effective $e-\sigma'$ ont été déterminées à partir de l'analyse des résultats des essais en colonne. Des relations du type loi de puissance semblent bien représenter la tendance des résultats pour les fonctions $k-e$ et $e-\sigma'$. Les paramètres issus des essais CGHI sont apparus comme plus réalistes et plus représentatif du comportement des boues.

Les lois de comportement et les paramètres déterminés expérimentalement ont été utilisés afin de simuler numériquement les essais en colonne avec le logiciel SIGMA/W. L'étape de consolidation des essais en colonne (CCTI et CGHI) a été reproduite à l'aide du logiciel

SIGMA/W (GEO-SLOPE International Ltd.). Le modèle Cam Clay Modifié (CCM) a été retenu pour simuler le comportement des boues de traitement en phase de consolidation. Dans ces calculs, l'indice des vides (e) est actualisé à chaque étape de calcul en même temps le paramètre de compression du sol (λ). Ceci permet de simuler les grands déplacements observés avec une formulation basée sur de petits déplacements, en précédant de façon incrémentale, avec des paramètres actualisés. La bonne concordance entre les résultats expérimentaux et les calculs numériques permet de conclure que les approches (expérimentales et numériques) développées et utilisées ici sont représentatives du comportement de ces boues. Ceci est également confirmé par des calculs comparatifs menés sur des résultats tirés de la littérature (pour d'autres types de matériaux déformables), et par une comparaison avec la solution analytique de Gibson (1958).

Le remplissage de bassins d'entreposage avec des boues de traitement a aussi été simulé numériquement avec le code SIGMA/W. Le comportement des boues à grande échelle a été analysé, en considérant l'effet de divers paramètres (géométrie et conditions de drainage) sur la consolidation hydrodynamique. Ceci permet de dégager quelques éléments utiles pour la conception de ces bassins d'entreposage.

L'intérêt de cette étude (et de ses contributions) réside principalement dans la caractérisation des boues de traitement des eaux acides, qui est basée sur le développement et la validation de méthodes expérimentales originales, fiables et relativement précises. Ces méthodes expérimentales peuvent s'appliquer à l'analyse d'autres matériaux aux caractéristiques semblables aux boues de traitement. L'analyse des résultats des essais en colonne a permis de déterminer de lois de comportement adaptées pour caractériser ces boues de traitement. Ces lois ont ensuite été introduites dans un code numérique qui a été utilisé afin de simuler les essais de laboratoire et la déposition in situ à partir d'une approche qui actualise les paramètres du matériau durant la déformation.

D'un point de vue industriel, cette étude nous fournit une meilleure connaissance des caractéristiques des boues de traitement des eaux acides, qui sont nécessaires pour optimiser la gestion des bassins. La connaissance des propriétés des boues de traitement et de leur évolution lors du remplissage des bassins d'entreposage est un atout pour leur conception, notamment afin de mieux planifier le cycle de déposition.

Pour les travaux futurs, plusieurs points ont été identifiés dans la discussion présentée à la fin du chapitre 4. On recommande en particulier d'évaluer plus précisément l'étape de transition entre

la sédimentation et la consolidation (où les contraintes effectives (σ') sont très faibles, i.e. $< 0,05$ kPa). Ceci permettrait de réaliser une modélisation à l'aide d'un logiciel qui analyse en continu le processus de sédimentation-consolidation.

Une estimation de la conductivité hydraulique horizontale k_h des boues de traitement pourrait permettre des simulations en deux et trois dimensions plus réalistes. Des mesures in situ dans des bassins d'entreposage permettraient aussi d'obtenir des données à comparer aux simulations faites à l'aide des simulations numériques. L'étude d'autres types de boues et de la fraction très fine de résidus miniers permettrait de comparer les paramètres (caractéristiques et lois de comportement) de ces matériaux et d'identifier des généralités qui pourraient aider au choix de tels paramètres pour de futures analyses.

Dans les cas où les boues se désaturent, une analyse des variations volumiques et des effets du séchage pourrait s'avérer intéressante.

RÉFÉRENCES

- Adamcewicz, A. S., Muhunthan, B., & Masad, E. (1997). Soil fabric charges during consolidation. *Geotechnical Testing Journal*, 20(3), 347-356.
- Alexandre, J., & Sebileau, J.-L. (1988). *Le laitier de haut-fourneau*. France : éditions CTPL.
- Alexis, A., Bassoullet, P., Le Hir, P., & Teisson, C. (1992). Consolidation of soft marine soils : unifying theories, numerical modelling and in situ experiments. *23rd International Conference on Coastal Engineering (ICCE'92 ASCE), Venice, Italy*.
- Alexis, A., & Gallois, S. (1993). Systematic test in columns and preparation of basins for the study of sedimentation and consolidation of cohesive sediments. *MAST2 overall workshop, Grenoble, France*.
- Alexis, A., Thomas, P., & Gallois, S. (1993). *Tassement des sédiments cohésifs*. Nantes, France: EDF / IFREMER / IUT de St Nazaire.
- Alexis, A., Le Bras, G., & Thomas, P. (2004). Experimental bench for study of settling-consolidation soil formation. *Geotechnical Testing Journal*, 27(6), 557-567.
- Al-Tabbaa, A., & Wood, D. M. (1987). Some measurements of the permeability of kaolin. *Géotechnique*, 37(4), 499-503.
- Anandarajah, A. (1997). Structure of sediments of kaolinite. *Engineering Geology*, 47, 313-323.
- Anon. (1987). *Le traitement des eaux usées provenant de l'exploitation des mines et de la préparation du minerai*: Environnement Canada. Conservation et Protection. Direction des Programmes Industriels. Division des Opérations Minières et Métallurgiques.
- Anon. (1988). Directive No. 019. Industries Minières: Ministère de l'Environnement. Gouvernement du Québec.
- ASTM. (2007). *D5856 – 95: Standard test method for measurement of hydraulic conductivity of porous material using a rigid-wall, compaction-mold permeameter*. West Conshohocken, PA, USA: ASTM.
- Atkinson, J. H., & Bransby, P. L. (1978). *The mechanics of soils: An introduction to critical state soil mechanics*. London and New York: McGraw-Hill Book Co.
- Aubé, B., & Payant, S. C. (1997). The Geco Process: a new high density sludge treatment for acid mine drainage. *4th International Conference on Acid Rock Drainage, Vancouver, BC, Canada* (Vol. I, pp. 165-179).

- Aubé, B. (1999). Innovative modification to high density sludge process. *Sudbury '99. Mining and the Environment II, Sudbury, Ontario, Canada* (Vol. 3, pp. 1103-1111).
- Aubé, B. (2004). *Une étude en usine pilote de la production de boues à haute densité durant le traitement des eaux de drainage minier acide*. Mémoire de maîtrise, Génie minéral, École Polytechnique de Montréal, Canada.
- Aubé, B., & Zinck, J. (2009). Mine drainage and effluent treatment: Active treatment options, advantages and challenges. *Short Course for Canadian Mineral Processors. Ottawa, Canada*.
- Aubertin, M. (1989). *Developpement d'un modele viscoplastique unifié avec variables internes pour le comportement rheologique du sel gemme*. Thèse de doctorat, Génie Minéral, École Polytechnique de Montréal, Canada.
- Aubertin, M., Bussière, B., & Chapuis, R. P. (1996). Hydraulic conductivity of homogenized tailings from hard rock mines. *Canadian Geotechnical Journal*, 33, 470-482.
- Aubertin, M., Bussière, B., & Bernier, L. (2002). *Environnement et gestion des rejets miniers*. Ville Mont-Royal, Québec, Canada: Presses internationales Polytechnique.
- Auzerais, F. M., Jackson, R., Russel, W. B., & Murphy, W. F. (1990). The transient settling of stable and flocculated dispersions. *Journal of Fluid Mechanics*, 221, 613-639.
- Aydilek, A. H., Edil, T. B., & Fox, P. J. (1999). Consolidation characteristics of wastewater sludge. *Geotechnics of high water content materials*. American Society for Testing and Materials, ASTM STP1374.
- Azevedo, R. F., Alves, M. C. M., & De Campos, T. M. P. (1994). Numerical Analysis of the Sedimentation and Consolidation of a Neutralized Red Mud. *1st International Congress on Environmental Geotechnics, Edmonton, Canada* (pp. 433-439).
- Bartholomeeusen, G., Sills, G. C., Znidarcic, D., Van Kesteren, W., Merckelbach, L. M., Ryke, R., et al. (2002). Sidere: numerical prediction of large-strain consolidation. *Géotechnique*, 52(9), 639-648.
- Bédard, C. (1997). *Méthode de détermination en laboratoire des caractéristiques de sédimentation et de consolidation des boues de traitement des eaux acides*. Rapport technique (non publié). Département des génies civil, géologiques et de mines. École Polytechnique de Montréal. Canada.
- Been, K. (1980). *Stress strain behaviour of a cohesive soil deposited under water*. PhD thesis, University of Oxford, U. K.
- Been, K., & Sills, G. C. (1981). Self-weight consolidation of soft soils: an experimental and theoretical study. *Géotechnique*, 31(4), 519-535.

- Benzaazoua, M., Fiset, J.-F., Bussière, B., Villeneuve, M., & Plante, B. (2006). Sludge recycling within cemented paste backfill: Study of the mechanical and leachability properties. *Minerals Engineering*, 19, 420-432.
- Bergendahl, J. (2008). *Treatment System Hydraulics*: ASCE.
- Bergström, L. (1992). Sedimentation of flocculated alumina suspensions: γ -ray measurements and comparison with model predictions. *J. Chem. Soc., Faraday Trans.*, 88, 3201-3211.
- Berlamont, J., Ockenden, M., Toorman, E., & Winterwerp, J. (1993). Characterization of cohesive sediment properties. *Coastal Engineering*, 21(1-3), 105-128.
- Berre, T., & Iversen, K. (1972). Oedometer tests with different specimen heights on a clay exhibiting large secondary compression. *Géotechnique*, 22(1), 53-70.
- Besson, J., Cailletaud, G., Chaboche, J.-L., & Forest, S. (2001). *Mécanique non linéaire des matériaux*. Paris, France: Hermes Science publications.
- Biot, M. A. (1941). General theory of three-dimensional consolidation. *Journal of Applied Physics*, 12(2), 155-164.
- BioteQ. (2011). BioteQ Environmental Technologies Inc: Operations Overview. Consulté le 1 mars 2011.
- Blight, G. (2010). *Geotechnical engineering for mine waste storage facilities*. London: Taylor & Francis Group.
- Bo, M. W., Sin, K. W., Choa, V., & Ing, T. C. (2003). Compression test of ultra-soft soil using an hydraulic consolidation cell. *Geotechnical Testing Journal*, 26(3), 310-319.
- Bowles, J. E. (1978). *Engineering properties of soils and their measurement (Second Edition)*. New York: McGraw-Hill, Inc.
- Bowles, J. E. (1984). *Physical and geotechnical properties of soils*. New York: McGraw-Hill.
- Bowles, J. E. (2001). *Foundation Analysis and Design (Fifth Edition)*: McGraw-Hill, Inc.
- Britto, A. M., & Gunn, M. J. (1987). *Critical state soil mechanics via finite elements*. Chichester, West Sussex and New York: E. Horwood.
- Brown, M., Barley, B., & Wood, H. (2002). *Minewater Treatment Technology, Application and Policy*. London, UK.: IWA Publishing.

- Burger, R., Liu, C., & Wendland, W. L. (2001). Existence and Stability for Mathematical Models of Sedimentation-Consolidation Processes in Several Space Dimensions. *Journal of Mathematical Analysis and Applications*, 294, 288-310.
- Bussière, B. (1993). *Évaluation des propriétés hydrogéologiques de résidus miniers utilisés comme barrières de recouvrement*. Mémoire de Maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Canada.
- Cai, Y.-Q., Geng, X.-Y., & Xu, C.-J. (2007). Solution of one-dimensional finite-strain consolidation of soil with variable compressibility under cyclic loadings. *Computers and Geotechnics*, 34, 31-40.
- Carrier III, D. W., Bromwell, L. G., & Somogyi, F. (1983). Design capacity of slurried mineral waste ponds. *Journal of Geotechnical Engineering*, 109(5), 699-716.
- Cavalcante, A. L. B., Assis, A. P., & Farias, M. M. (2003). *Hydraulic deposition model for heterogeneous sediments in tailings dams*. University of Brasilia, Brazil: Technology Faculty, Civil Engineering and Environment Department internal report.
- Chapuis, R. P. (1990). Sand-bentonite liners: predicting permeability from laboratory tests. *Canadian Geotechnical Journal*, 27(1), 47-57.
- Chapuis, R. P. (2002). The 2000 R.M. Hardy Lecture: Full-scale hydraulic performance of soil-bentonite and compacted clay liners. *Canadian Geotechnical Journal*, 39(2), 417-439.
- Chapuis, R. P., & Aubertin, M. (2003). On the use of the Kozeny-Carman equation to predict the hydraulic conductivity of soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 40(3), 616-628.
- Chouteau, M., & Gloaguen, E. (2003). Tomographie électrique en génie et en environnement, *Cours de tomographie électrique* (pp. 62). Montréal, QC, Canada: École Polytechnique.
- Chu, J., Bo, M. W., Chang, M. F., & Choa, V. (2002). Consolidation and permeability properties of Singapore marine clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 128(9), 724-732.
- Consoli, N. C., & Sills, G. C. (2000). Soil formation from tailings: comparison of predictions and field measurements. *Géotechnique*, 50(1), 25-33.
- Consoli, N. C., Foppa, D., Festugato, L., & Heineck, K. S. (2007). Key parameters for strength control of artificially cemented soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(2), 197-205.
- Coussy, O. (2004). *Poromechanics*. Institut Navier, Marne-la-Vallée, France: John Wiley & Sons Ltd.
- Craig, R. F. (1992). *Soil Mechanics*. 5th edition. UK: Chapman & Hall.

- Dai, C., & Pells, P. J. N. (1999). Two-dimensional large strain consolidation prediction and incrementally deposited tailings. *FLAC and Numerical Modeling in Geomechanics, Minneapolis, USA*. (pp. 123-131).
- De Campos, T. M. P., Alves, M. C. M., & Azevedo, R. F. (1994). Laboratory Settling and Consolidation of a Neutralized Red Mud. *1st International Congress on Environmental Geotechnics, Edmonton, AB, Canada* (pp. 461-466).
- Demers, I. (2002). *Activated Silica Sol as a Flocculant in Treatment of Mine Effluents*. Master of Engineering, McGill University, Montreal.
- Dromer, J.-B. (2004). *Mise au point d'un système de mesure pour caractériser le comportement hydromécanique des boues de traitement des eaux acides minières*. Mémoire de Maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Canada.
- Dromer, J.-B., Aubertin, M., Kennedy, G., Pedroni, L., & Bussière, B. (2004). A New Testing System to Investigate the Sedimentation and Consolidation of Sludge and Slurry. *57th Canadian Geotechnical Conference, Quebec, QC, Canada* (Vol. 1E, pp. 16-23).
- Eckert, W. F., Masliyah, J. H., Gray, M. R., & Fedorak, P. M. (1996). Prediction of Sedimentation and Consolidation of Fine Tails. *AIChE Journal*, 42(4), 960-972.
- Edge, M. J., & Sills, G. C. (1989). The development of layered sediment beds in the laboratory as an illustration of possible field processes. *Quarterly Journal of Engineering Geology*, 22, 271-279.
- Elder, D. M., & Sills, G. C. (1984). Time and stress dependent compression in soft sediments. *Sedimentation Consolidation Models. Prediction and Validation, San Francisco, CA, USA* (pp. 425-444) Raymond N. Yong and Frank C. Townsend.
- Estabragh, A. R., Javadi, A. A., & Boot, J. C. (2004). Effect of compaction pressure on consolidation behavior of unsaturated silty soil. *Canadian Geotechnical Journal*, 41(3), 540-550.
- Fam, M., & Santamarina, J. C. (1997). A study of consolidation using mechanical and electromagnetic waves. *Géotechnique*, 47(2), 203-219.
- Farrow, J. B., Johnston, R. R. M., Simic, K., & Swift, J. D. (2000). Consolidation and aggregate densification during gravity thickening. *Chemical Engineering Journal*, 80, 141-148.
- Feldkamp, J. R. (1989). Numerical analysis of one-dimensional nonlinear large-strain consolidation by the finite element method. *Transport in porous media*, 4, 239-257.
- Fernandez, R. (2009). Loi de comportement CAM-CLAY. In *Modélisations pour le Génie Civil et les géomatériaux*. France : EDF - R&D.

- Fitch, B. (1983). Kynch theory and compression zones. *AIChE Journal*, 29(6), 940-947.
- Foriero, A., & Ladanyi, B. (1995). FEM Assessment of Large-Strain Thaw Consolidation. *Journal of Geotechnical Engineering*, 121(2), 126-138.
- Foriero, A., & Ladanyi, B. (1998). Finite Element Analysis for Large Strain Consolidation of Saturated Clay under Equilibrium Conditions. *Rivista Italiana di Geotecnica*, 32(2), 15-47.
- Fox, P. J. (1999). Solution charts for finite strain consolidation of normally consolidated clays. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125(10), 847-867.
- Fox, P. J. (2007a). Coupled large strain consolidation and solute transport I: Model development. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(1), 3-15.
- Fox, P. J. (2007b). Coupled large strain consolidation and solute transport II: Model verification and simulation results. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(1), 16-29.
- Fox, P. J., & Berles, J. D. (1997). CS2: a Piecewise-Linear Model for Large Strain Consolidation. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 21, 453-475.
- Fox, P. J., Di Nicola, M., & Quigley, D. W. (2003). Piecewise-linear model for large strain radial consolidation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129(10), 940-950.
- Fox, P. J., Lee, J., & Qiu, T. (2005). Model for large strain consolidation by centrifuge. *International Journal of Geomechanics*, 5(4), 267-275.
- Galindo-Gonzalez, C., Iglesias, G. R., González-Caballero, F., & Durán, J. D. G. (2007). Stability of concentrated aqueous clay-magnetite suspensions. *Colloids and Surfaces A: Physicochemical and Engineering Aspects*, 306(1-3), 150-157.
- Gallois, S. (1995). *Modélisation de la sédimentation/consolidation et expérimentations sur les vases estuariennes*. Thèse de doctorat, Université de Nantes, France.
- Gallois, S., Alexis, A., & Thomas, P. (1999). Modélisation du processus de sédimentation-consolidation des vases estuariennes: approche continue unidimensionnelle. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 57, 311-318.
- GEO-SLOPE. (2010). *Stress-Deformation Modeling with SIGMA/W 2007 - An Engineering Methodology. Fourth Edition*. Calgary, AB, Canada: GEO-SLOPE International Ltd.

- Ghafouri, H. R., & Lewis, R. W. (1996). A finite element double porosity model for heterogeneous deformable porous media. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 20, 831-844.
- Gibson, R. E. (1958). The progress of consolidation in a clay layer increasing in thickness with time. *Géotechnique*, 8(4), 171-183.
- Gibson, R. E., England, G. L., & Hussey, M. J. L. (1967). The theory of one-dimensional consolidation of saturated clays. *Géotechnique*, 17(3), 261-273.
- Gibson, R. E., Schiffman, R. L., & Cargill, K. W. (1981). The theory of one-dimensional consolidation of saturated clays. II. Finite nonlinear consolidation of thick homogeneous layers. *Canadian Geotechnical Journal*, 18, 280-293.
- Gibson, R. E., Schiffman, R. L., & Whitman, R. V. (1989). On two definitions of excess pore water pressure. *Géotechnique*, 39(1), 169-171.
- Gjerapic, G., & Znidarcic, D. (2007). A mass-conservative numerical solution for finite-strain consolidation during continuous soil deposition. *Geo Denver, Colorado, USA*. (Vol. GSP 157, pp. 1-10) ASCE.
- Goldin, A. L., & Rasskazov, L. N. (1992). *Design of earth dams*. Rotterdam: Balkema.
- Helinski, M., Fahey, M., & Fourie, A. (2007). Numerical modeling of cemented mine backfill deposition. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(10), 1308-1319.
- Holtz, R. D., Kovacs, W. D., & Sheahan, T. C. (2010). *An Introduction to Geotechnical Engineering - Second Edition*: Prentice Hall Inc.
- Huang, J., Griffiths, D. V., & Fenton, G., A. (2008). One-dimensional probabilistic uncoupled consolidation analysis by the random finite element method. *ASTM Special Technical Publication*, 178, 138-145.
- Huang, J., Griffiths, D. V., & Fenton, G., A. (2009). Probabilistic analysis of coupled soil consolidation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, to be published.
- Imai, G. (1980). Settling behavior of clay suspension. *Soils and Foundations*, 20(2), 61-77.
- Imai, G. (1981). Experimental studies on sedimentation mechanism and sediment formation of clay materials. *Soils and Foundations*, 21(1), 7-20.
- Iritani, E., Hashimoto, T., & Katagiri, N. (2009). Gravity consolidation-sedimentation behaviors of concentrated TiO₂ suspension. *Chemical Engineering Science*, 64, 4414-4423.

- Jeeravipoolvarn, S., Chalaturnyk, R. J., & Scott, J. D. (2009). Sedimentation-consolidation modeling with an interaction coefficient. *Computers and Geotechnics*, 36, 751-761.
- Kennedy, G., Pedroni, L., & Aubertin, M. (2006). Density measurements during sedimentation of mine water treatment sludge and mine tailings using dual-source gamma-ray transmission. *12th Asian Pacific conference on Non Destructive Testing, Auckland, New Zealand*.
- Kenney, T. C., & Lau, D. (1985). Internal stability of granular filters. *Canadian Geotechnical Journal*, 22, 215-225.
- Klein, C., Hurlbut, C. S., & Dana, J. D. (1999). *Manual of mineralogy*. Toronto: Wiley.
- Kodikara, J. K., & Rahman, F. (2002). Effects of specimen consolidation on the laboratory hydraulic conductivity measurement. *Canadian Geotechnical Journal*, 39, 908-923.
- Kostenbader, P. D., & Haines, G. F. (1970). High-density sludge treats acid mine drainage. *Coal Age*, 75(9), 90-97.
- Kowalczyk. (2008). Variability of permeability coefficient values of green clays from Bełchatów in one-dimensional consolidation testing. *Geologija*, 50(P), S16-S19.
- Kuit, W. J. (1980). Mine and Tailings Effluent Treatment at the Kimberley, B.C. Operations of Cominco Ltd. *CIM Bulletin* (Dec.), 105-112.
- Kuyucak, N. (1994). Treatment Options for Removing Metals from Mining Effluents. Conventional and New Approaches: École Polytechnique de Montréal.
- Kynch, G. L. (1952). A Theory of Sedimentation. *Transactions of the Faraday Society*, 48, 166-176.
- Lambe, T. W., & Whitman, R. V. (1969). In *Soil mechanics* (pp. 406-422). New York: Wiley.
- Lancellotta, R. (2008). *Geotechnical Engineering - Second Edition*. USA & Canada: Taylor & Francis.
- Lawrence, R. W. (1995). Prediction of acid rock drainage: Fundamentals and tools. *MEND Prediction Workshop*, Noranda Technology Centre.
- Le Normant, C. (1995). *Modélisation numérique tridimensionnelle des processus de transport des sédiments cohésifs en environnement estuarien*. Thèse de Doctorat, Université de Toulouse.
- Lee, K. (1979). *An analytical and experimental study of large strain soil consolidation*. PhD thesis, University of Oxford.

- Lee, K., & Sills, G. C. (1981). The consolidation of a soil stratum, including self-weight effects and large strains. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 5, 405-428.
- Lekha, K. R., Krishnaswamy, N. R., & Basak, P. (2003). Consolidation of clays for variable permeability and compressibility. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129(11), 1001-1009.
- Macdonald, R. J. C., Kondos, P. D., Crevier, S., Rubinsky, P., & Wasserlauf, M. (1989). Generation and Disposal Options for Canadian Mineral Industry Effluent Treatment Sludges. *International Symposium on Tailings and Effluent Management. Metallurgical Society of the Canadian Institute of Mines and Metallurgy, Halifax, Canada* (Vol. 14, pp. 139-157) Pergamon Press.
- Masutti, F. (2001). *Étude Expérimentale de la Sédimentation - Consolidation et de l'Acquisition de Résistance d'un Sol Fin*. Thèse de Doctorat, École Nationale Supérieure de Géologie de Nancy, Institut National Polytechnique de Lorraine, France.
- Mbonimpa, M., Aubertin, M., Chapuis, R. P., & Bussière, B. (2002). Practical pedotransfer functions for estimating the saturated hydraulic conductivity. *Geotechnical and Geological Engineering*, 20(3), 235-259.
- McCarthy, D. F. (2002). *Essentials of Soil Mechanics and Foundations. Basic Geotechnics. 6th edition.*: Prentice Hall.
- MEND. (1996). Summary notes MEND monitoring workshop. *Monitoring and Waste Management for Acid Mine Drainage, University of Saskatchewan, Saskatoon, SK, Canada*. MEND.
- MEND. (2004). *Sludge Management and Treatment of Weak Acid or Neutral pH Drainage*. Sudbury, ON, Canada: MEND. 1 CD.
- Merckelbach, L. (2000). *Consolidation and strength evolution of soft mud layers*. PhD Thesis, Delf University of Technology, Delf, Netherlands.
- Merckelbach, L. M., & Kranenburg, C. (2004). Determining effective stress and permeability equations for soft mud from simple laboratory experiments. *Géotechnique*, 54(9), 581-591.
- Migniot, C. (1989). Tassement et rhéologie des vases. Première partie. *La Houille Blanche*, 44(1), 11-29.
- Migniot, C. (1989). Tassement et rhéologie des vases. Deuxième partie. *La Houille Blanche*, 44(2), 95-111.

- Migniot, C., & Hamm, L. (1990). Consolidation and rheological properties of mud deposits. *Proceedings of the 22nd International Conference on Coastal Engineering, Delft, The Netherlands* (pp. 2975-2983) American Society of Civil Engineers, New York.
- Miller, W. G., Scott, J. D., & Sego, D. C. (2011). Effect of extraction water chemistry on the self-weight consolidation of oil sands fine tailings. *CIM Journal*, 2(1), 40-54.
- Mitchell, J. K. (1993). *Fundamentals of Soil Behavior (Second Edition)*. University of California, Berkeley: John Wiley & Sons, Inc.
- Mittal, H. K., & Morgenstern, N. R. (1976). Seepage control in tailings dams. *Canadian Geotechnical Journal*, 13, 277-293.
- Moo-Young, H., Myers, T., Tardy, B., Ledbetter, R., Vanadit-Ellis, W., & Sellasie, K. (2001). Determination of the environmental impact of consolidation induced convective transport through capped sediment. *Journal of Hazardous Materials*, 85, 53-72.
- Morin, K. A., & Hutt, N. M. (1997). *Environmental Geochemistry of Mine site Drainage: Practical, Theory and Case Studies*: MDAG Publishing.
- Murray, R. L. (2009). *Nuclear Energy: An Introduction to the Concepts, Systems, and Applications of Nuclear Processes; Sixth Edition*: Butterworth-Heinemann.
- Nagaraj, T. S., Pandian, N. S., & Narasimha Raju, P. S. R. (1993). Stress state–permeability relationships for fine-grained soils. *Géotechnique*, 43(2), 333-336.
- Nagaraj, T. S., Pandian, N. S., & Narasimha Raju, P. S. R. (1994). Stress state–permeability relations for overconsolidated clays. *Géotechnique*, 44(2), 349-352.
- Nam, S., Gutierrez, M., & Diplas, P. (2008). Channeling during settling and self-weight consolidation of cohesive sediments. *Canadian Geotechnical Journal*, 45, 867-876.
- Narsilio, G. A. (2006). *Spatial variability and terminal density - Implications in soils behavior*. PhD thesis, Georgia Institute of Technology, USA.
- Navarro, V., Candel, M., Barenca, A., Yustres, B., & García, B. (2007). Optimisation procedure for choosing Cam clay parameters. *Computers and Geotechnics*, 34, 524-531.
- Nguyen, Q.-D., Bras, G. L., Barbry, N., & Alexis, A. (2007). Caractérisation du début de consolidation des sols de très forte teneur en eau. *25e rencontres de l'AUGC, Bordeaux, France*.
- Nova, R. (2005). *Fondements de la mécanique des sols* (SEPS, Trans.). Milano, Italia: Hermes Science publications.

- O'Kelly, B. C. (2005). Consolidation properties of a dewatered municipal sewage sludge. *Canadian Geotechnical Journal*, 42, 1350-1358.
- O'Kelly, B. C. (2008). Geotechnical properties of a municipal water treatment sludge incorporating a coagulant. *Canadian Geotechnical Journal*, 45, 715-725.
- Pane, V., & Schiffman, R. L. (1985). Note on sedimentation and consolidation. *Géotechnique*, 35(1), 69-72.
- Pane, V., & Schiffman, R. L. (1997). The permeability of clay suspensions. *Géotechnique*, 47(2), 273-288.
- Pane, V., & Schiffman, R. L. (2001). The permeability of clay suspensions. *Géotechnique*, 51(4), 375-376.
- Papanicolaou, A. N., & Maxwell, A. R. (2006). Methodological considerations for studying self-weight fluidization in a sedimentation column. *International Journal of Mineral Processing*, 78, 140-152.
- Pedroni, L. (2003). *Réalisation et interprétation d'essais de sédimentation en colonnes visant à évaluer les propriétés de divers sols et boues*. Mémoire de Maîtrise, École Nationale Supérieure d'Hydraulique et de Mécanique de Grenoble, INPG, France, en collaboration avec l'École Polytechnique de Montréal, QC, Canada.
- Pepin, N. (2010). *Étude du comportement cyclique de résidus miniers avec inclusions drainantes par des essais sur table sismique*. Mémoire de Maîtrise, École polytechnique de Montréal, Canada.
- Perret, D., Locat, J., & Leroueil, S. (1995). Strength development with burial in fine-grained sediments from the Saguenay Fjord, Quebec. *Canadian Geotechnical Journal*, 32, 247-262.
- Poirier, J. P. (1985). *Creep of Crystals*: Cambridge University Press.
- Potts, D., & Zdravkovic, L. (1999). *Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering: Theory*. London: Thomas Telford Ltd.
- Powrie, W. (2004). *Soil Mechanics Concepts & Applications (Second Edition)*. New York: Taylor & Francis.
- Rapin, D. (2005). Travaux pratiques avancés de physique nucléaire. Consulté le 27 avril 2011, tiré de <http://dpnc.unige.ch/tp/IntroDetTech.pdf>.
- Roscoe, K. H., & Burland, J. B. (1968). On the generalized stress-strain behaviour of wet clay. In J. H. a. F. A. Leckie (éd.), *Engineering Plasticity* (pp. 535-609). Cambridge, England: Cambridge University Press.

- Rowe, P. W., & Harden, L. (1966). A new consolidation cell. *Geotechnique*, 16(2), 162-170.
- Santagata, M., Bobet, A., Johnston, C. T., & Hwang, J. (2008). One-dimensional compression behavior of a soil with high organic matter content. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134(1), 1-13.
- Schiffman, R. L., Pane, V., & Sunara, V. (1985). Sedimentation and Consolidation. *Proceedings, Engineering Foundation Conference: Flocculation, Sedimentation, and Consolidation, Sea Island, Georgia* (pp. 57-121).
- Scully, R. W., Schiffman, R. L., Olsen, H. W., & KO, H.-Y. (1984). Validation of consolidation properties of phosphatic clay at very high void ratios. *Sedimentation Consolidation Models. Predictions and Validations, San Francisco, CA, USA* (pp. 158-181)Ed. Raymond N. Yong and Frank C. Townsend.
- SENES. (1995). Chemical Treatment of Acid Mine Drainage. *MEND Workshop Notes, Sudbury, ON, Canada*. MEND.
- SENES. (1999). *Report on Technologies Applicable to the Management of Canadian Mining Effluents. Final Report*: Prepared for Environment Canada, by SENES Consultants Limited & Lanefield Research Ltd.
- Shang, J. O. (1997). Electro-kinetic Sedimentation: a theoretical and experimental study. *Canadian Geotechnical Journal*, 34, 305-314.
- Shi, T. M., Simons, S. J. R., Dickin, F. J., & Williams, R. A. (1993). Electrical sensing of dispersion behaviour. *Colloids and Surfaces A: Physicochemical and Engineering Aspects*, 77(1), 9-27.
- Shin, B. S., & Dick, R. I. (1980). Applicability of Kynch theory to flocculent suspensions. *American Society of Civil Engineers, Journal of the Environmental Engineering Division*, 106(3), 505-526.
- Sills, G. C. (1995). Time dependent processes in soil consolidation. *International Symposium on Compression and Consolidation of Clayey Soils*. (pp. 875-890) Rotterdam: Balkema.
- Sills, G. C. (1997). Consolidation of cohesive muds in settling columns. In R. P. J. W. N. Burt (éd.), *Cohesive sediments* (pp. 107-120): New York: John Wiley & Sons.
- Sills, G. C., & Gonzalez, R. (2001). Consolidation of naturally gassy soft soil. *Géotechnique*, 51(7), 629-639.
- Silvestri, V., & Aubertin, M. (1993). Study of undrained shear strength using various vanes. *Geotechnical Testing Journal*, 16(2), 228-237.

- Skousen, J. G., & Ziemkiewicz, P. F. (1995). *Acid Mine Drainage Control and Treatment*. Morgantown, WV, USA: West Virginia University and the National Mine Land Reclamation Center.
- Sridharan, A., & Prakash, K. (1999). Influence of clay mineralogy and pore-medium chemistry on clay sediment formation. *Canadian Geotechnical Journal*, 36, 961-966.
- Sridharan, A., & Prakash, K. (2001). Consolidation and permeability behavior of segregated and homogeneous sediments. *Geotechnical Testing Journal*, 24(1), 109-120.
- Stephenson, T., & Judd, S. (2002). *Process science and engineering for water and wastewater treatment*. London: IWA Publishing.
- Tan, T.-S., Yong, K.-Y., Leong, E.-C., & Lee, S.-L. (1990a). Behaviour of clay slurry. *Soils and Foundations*, 30(4), 105-118.
- Tan, T. S., Yong, K. Y., Leong, E. C., & Lee, S. L. (1990b). Sedimentation of clayey slurry. *Journal of Geotechnical Engineering*, 116(6), 885-898.
- Tavenas, F., Leblond, P., Jean, P., & Leroueil, S. (1983). The permeability of natural soft clays. Part I: Methods of laboratory measurement. *Canadian Geotechnical Journal*, 20, 629-644.
- Taylor, D. W. (1948). *Fundamentals of Soil Mechanics*. New York: John Wiley. & Sons, Inc.
- Tiller, F. M. (1981). Revision of Kynch sedimentation theory. *AIChE Journal*, 27(5), 823-829.
- Toorman, E. A., & Berlamont, J. E. (1993a). Mathematical modeling of cohesive sediment settling and consolidation. In A. J. M. (Ed.) (éd.), *Coastal and Estuarine Studies Vol. 42: "Nearshore and Estuarine Cohesive Sediment Transport"* (pp. 167-184). Washington DC.
- Toorman, E. A., & Berlamont, J. E. (1993b). Settling and consolidation of mixtures of cohesive and noncohesive sediments. In e. S. Y. Wang (éd.), *Advances in hydro-science and engineering* (pp. 606-613): The University of Mississippi.
- Toorman, E. A. (1996). Sedimentation and self-weight consolidation: general unifying theory. *Géotechnique*, 46(1), 103-113.
- Toorman, E. A. (1998). Sedimentation and self-weight consolidation: general unifying theory. *Géotechnique*, 48(2), 295-298.
- Toorman, E. A. (1999). Sedimentation and self-weight consolidation: constitutive equations and numerical modelling. *Géotechnique*, 49(6), 709-726.

- Uriev, N. B. (2011). Rheological and thixotropic properties of aqueous bentonite clay suspension preliminarily subjected to electrohydrodynamic treatment. *Colloid Journal*, 73(1), 104-109.
- Van Kessel, T., & Fontijn, H. L. (2000). Miniature sounding tests on soft saturated cohesive soils. *Géotechnique*, 50(5), 537-546.
- Vermeer, P. A., & Neher, H. P. (1999). A soft soil model that accounts for creep. *Fist international PLAXIS Symposium "Beyond 2000 in Computational Geotechnics"*, Amsterdam, The Netherlands. Ed. Balkema, Rotterdam.
- Vick, S. G. (1983). *Planning, design, and analysis of tailings dams*. New York: Wiley.
- Wang, Y.-H., & Siu, W.-K. (2006). Structure characteristics and mechanical properties of kaolinite soils. I. Surface charges and structural characterizations. *Canadian Geotechnical Journal*, 43, 587-600.
- Wichman, B. G. H. M. (2000). A finite strain theory for gassy sludge. *Géotechnique*, 50(1), 35-41.
- Wichman, B. G. H. M., Sills, G. C., & Gonzales, R. (2000). Experimental validation of a finite strain theory for gassy mud. *Canadian Geotechnical Journal*, 37, 1227-1240.
- Williams, R. A., Xie, C. G., Bragg, M. R., & Amarasinghe, W. P. K. (1990). Experimental techniques for monitoring sedimentation in optically opaque suspensions. *Colloids and surfaces*, 43(1), 1-32.
- Williams, R. A., & Xie, C. G. (1993). Tomographic techniques for characterising particulate processes. *Particle & Particle Systems Characterization*, 10(5), 252-261.
- Williams, R. A., Atkinson, K., Luke, S. P., Barlow, R. K., Byer, B. C., Smith, J., et al. (1995). Applications for tomographic technology in mining, minerals and food engineering. *Particle & Particle Systems Characterization*, 12(2), 105-111.
- Xie, C. G., Williams, R. A., Simons, S. J. R., Beck, M. S., & Bragg, R. (1990). A novel sedimentation analyser. *Measurement Science and Technology*, 1, 1216-1227.
- Yong, R. N., Siu, S. K. H., & Sheeran, D. E. (1983). On the stability and settling of suspended solids in settling ponds. Part I. Piece-wise linear consolidation analysis of sediment layer. *Canadian Geotechnical Journal*, 20, 817-826.
- Yong, R. N., & Elmonayeri, D. (1984). On the stability and settling of suspended solids in settling ponds. Part II. Diffusion analysis of initial settling of suspended solids. *Canadian Geotechnical Journal*, 21, 644-656.

- Younger, P. L., Banwart, S. A., & Hedin, R. S. (2002). *Mine Water: Hydrology, Pollution, Remediation* (Vol. 5): Kluwer Academic Publishers.
- Yu, H.-S. (2006). *Plasticity and Geotechnics* (Vol. 13). USA: Springer.
- Zaretskii, Y. K. (2000). Development of the Gersevanov theory on soil mass dynamics. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 37(4).

ANNEXES

ANNEXE 1 – Complement sur les interactions intraparticulaires

1. Modes d'interaction entre particules

Les forces suivantes jouent un rôle important dans l'interaction entre particules colloïdales (Van Olphen, 1991) :

- Répulsion par volume exclu : Des particules solides (corps durs) ne peuvent s'interpénétrer;
- Interaction électrostatique : Les particules colloïdales portent souvent des charges électrostatiques ce qui les fait s'attirer ou se repousser. Les charges contenues dans la phase continue (ions en solution) ainsi que la mobilité des deux phases affectent cette interaction;
- Forces de van der Waals : Elles sont dues à l'interaction entre deux dipôles pouvant être aussi bien permanent qu'induits. Une particule n'ayant pas de moment dipolaire permanent peut en acquérir un temporairement suite à une fluctuation de densité électronique. Un tel dipôle temporaire peut induire un dipôle dans une particule voisine. Le dipôle temporaire et le dipôle induit s'attirent alors l'un l'autre. Les forces de Van der Waals sont toujours présentes sauf s'il y a égalité entre les indices de réfraction des deux phases. Ces forces sont de courte portée et attractives;
- Forces entropiques : D'après le deuxième principe de la thermodynamique, un système évolue vers un état qui maximise son entropie. Il peut en résulter des forces effectives même entre des sphères dures.

Stabilisation d'une dispersion colloïdale (peptisation) : On cherche à stabiliser une dispersion colloïdale en empêchant l'agrégation des particules de la phase dispersée. Les deux principaux mécanismes sont la stabilisation stérique et la stabilisation électrostatique. La stabilisation électrostatique est basée sur la répulsion des charges de même signe. Des phases différentes ont souvent des affinités électrostatiques différentes ce qui provoque la formation d'une double

couche électrique à l'interface. Dans un milieu dispersé, l'aire de l'interface est d'autant plus importante que les particules sont petites. Dans une dispersion colloïdale stable la masse de la phase dispersée est trop faible pour que la gravité vainque la répulsion électrostatique. La charge portée par les particules peut être observée en appliquant un champ électrique : toutes les particules migrent alors vers la même électrode ce qui indique qu'elles portent des charges du même signe.

Déstabiliser une dispersion colloïdale (floculation) : Lorsque les particules s'agrègent à cause des interactions interparticulaires, on parle de dispersion instable. Certaines applications (traitement des eaux usées, épitaxie de cristal colloïdal) demandent de provoquer une telle floculation. On peut y parvenir suivant différents procédés :

- Suppression de la barrière électrostatique qui empêche l'agréation via l'ajout de sel ou la modification du pH. Ces méthodes neutralisent ou « écrantent » les charges portées par les particules. Celles-ci se rapprochent alors à portée des forces de Van der Waals qui les coagulent entre elles;
- Ajout d'un polymère chargé de façon opposée aux particules ce qui lui permet de former des ponts entre elles (i.e. des particules de silice ou d'argile chargées négativement peuvent floculer par l'addition d'un polymère chargé positivement);
- Ajout d'un polymère non adsorbant pour induire une attraction de déplétion;
- La déformation des particules peut augmenter les forces de Van der Waals, leur faisant dépasser les forces de stabilisation. Les colloïdes coagulent alors suivant certaines orientations.

Les suspensions colloïdales de basse fraction volumique forment des suspensions d'agrégats qui finissent par sédimenter (ou crêmer) lorsque leur taille devient trop importante pour que l'agitation thermique (mouvement brownien) puisse contrebalancer la gravité.

Dans des systèmes floculants de particules de type plaquettes (comme les argiles), l'association des particules peut se faire selon trois modes principaux : bord-bord (attraction de Van der Waals), bord-face (attraction de Van der Waals + électrostatique), face-face (attraction de Van der Waals). Bien que les trois types d'association correspondent réellement à trois modes de floculation, seules les associations bord-bord et bord-face conduisent à des agrégats désignés par le terme de floccs; l'association face-face, qui conduit, par empilement de plusieurs couches, à des

particules de plus grande épaisseur, est qualifiée d'agrégation (orientée ou parallèle) selon Van Olphen (1991).

L'attraction de Van der Waals diffère selon la géométrie considérée. Par conséquent, ces trois types d'association ne se produisent pas nécessairement simultanément ni dans les mêmes proportions, ce qui explique qu'elles puissent conduire à des systèmes dispersés mais non défloculés et inversement.

Les propriétés physiques et rhéologiques des suspensions sont largement influencées par les associations créées entre particules (Van Olphen, 1991), lesquelles dépendent elles-mêmes de nombreux facteurs, dont la présence d'électrolytes dans le milieu, leur concentration, le pH de la solution, la concentration en particules argileuses (Masutti, 2001).

Dans les suspensions concentrées, les associations peuvent conduire à la formation d'un réseau de particules liées formant une structure de type château de cartes qui s'étend à travers le volume disponible, de sorte que l'on peut obtenir un gel se comportant, du point de vue rhéologique, comme un système de Bingham.

2. Comportement en milieu aqueux

Les suspensions de particules fines constituent des systèmes à deux phases appelés colloïdes hydrophobiques; leur propriétés dépendent largement de celles de l'interface entre ces particules et le milieu fluide (Van Olphen, 1991).

Les particules de charges identiques en suspension dans une solution aqueuse sont soumises à deux principaux types des forces (mentionnés au paragraphe précédent) :

- Attraction ou forces de Van der Waals;
- Répulsion et attraction d'origine électronique.

Ces deux forces opèrent de manière simultanée, aussi bien en eau douce qu'en milieu salé. Les forces électrostatiques sont influencées par la présence de sels dissous dans l'eau ; ceux-ci ont pour effet de comprimer la double couche, réduisant l'amplitude de la force répulsive et la barrière énergétique qui limite le rapprochement des particules. La composition du milieu fluide conditionne donc l'influence relative de ces deux forces. Les particules en suspension auront alors tendance à s'agglomérer (floculation) plus ou moins rapidement ou à former une suspension

stable de particules individuelles (dans lesquelles le phénomène de floculation peut être également présent mais de manière très lente).

Dans des systèmes en eau pure (sans électrolyte), les doubles couches des particules sont suffisamment développées pour empêcher l'association des particules par les forces de Van der Waals. Cependant, du fait des charges opposées des doubles couches des surfaces et des extrémités, une association entre particules peut tout de même avoir lieu. Ce type d'interaction, qui dépend du pH (Masutti, 2001), conduit à une organisation des particules en agglomérats (flocs) puis à une structure tridimensionnelle de type « château de cartes » qui est à l'origine du comportement plastique de ce type de suspensions (avec une viscosité élevée et existence d'une rigidité initiale (Masutti, 2001).

Les particules et les agrégats de particules en suspension (en eau calme) soumises à la double influence des forces de dispersion et des forces gravitationnelles (ces dernières étant prédominantes pour des particules de taille $>1\mu\text{m}$) vont avoir tendance à sédimenter à une vitesse qui dépend de leur poids et leur taille. Au cours de leur chute, la vitesse dépend aussi de la forme des particules ainsi que de leur densité (relativement à celle du liquide). Pendant leur chute, ces particules sont amenés à entrer en collision (sous l'effet du mouvement brownien, de gradients de vitesse de chute entre éléments individuels et flocs). Ce processus favorise également l'association de particules en flocs et l'agglomération des flocs en agrégats de flocs plus ou moins lâches et denses (voir figure A1.1.a). Cette phase est généralement appelée tassement (sédimentation ou déposition) entravé (Imai, 1980).

Une fois déposée au fond, ces éléments forment un réseau d'agrégats de flocs à forte porosité, de faible densité et de structure lâche ayant tendance à s'écraser sous son propre poids (voir figure A1.1.b).

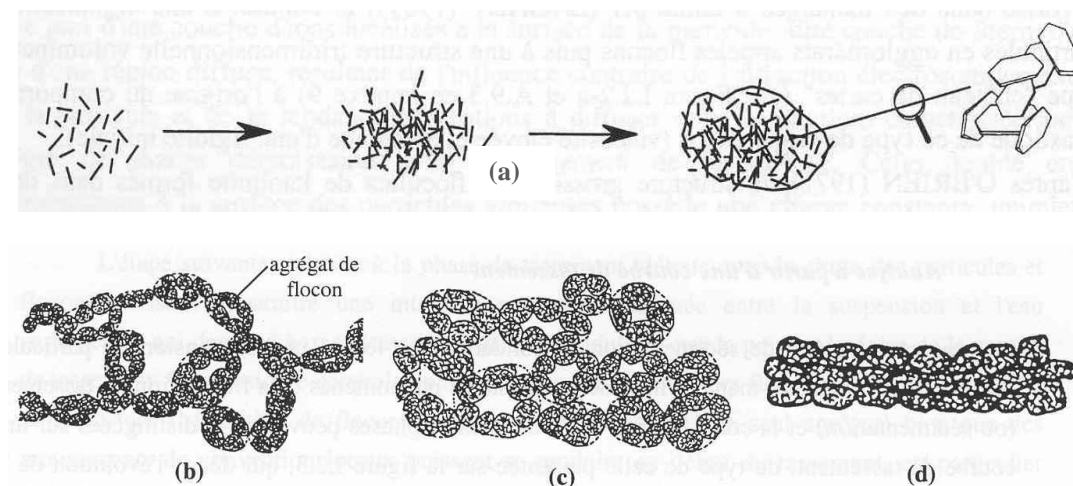


Figure A1.1 : Évolution schématique du réseau de flocons au cours du tassement (d'après Le Normant, 1995) : (a) Formation d'agrégats et de flocons à partir de particules individuelles ; (b) Réseau lâche d'agrégats de flocons ; (c) Structure après réarrangement des agrégats ; (d) Dépôt en phase de consolidation.

L'arrivée de nouveaux dépôts sur cette structure lâche va briser certains des liens inter agrégats, conduisant à un réarrangement de certaines particules. L'ensemble va s'écraser sous le poids de la surcharge sédimentaire et tendre vers un état plus stable caractérisé par davantage de points de contacts entre particules avec une densité et un degré de structuration plus élevés. C'est le début de la consolidation sous poids propre (figure A1.1.c).

Au fur et à mesure de l'augmentation de la surcharge, les flocons vont perdre progressivement une partie de leur eau. Il y a déformation des flocons, réarrangement des particules et de leur eau adsorbée et formation de domaines définis comme des empilements de particules orientées (figure A1.1.d).

Référence A1 :

Van Olphen, H. (1991). *An Introduction to Clay Colloid Chemistry: For Clay Technologists, Geologists, and Soil Scientists*: Krieger Pub Co.

ANNEXE 2 – Complément sur la calibration du dispositif de mesure de la densité

1. Calcul de l'activité de la source radioactive en fonction de la précision.

L'activité de la source radioactive est estimée en fonction de la précision recherchée pour la mesure de densité. En effet, en raison de la nature aléatoire des émissions de radiation nucléaire, celles-ci sont estimées à l'aide d'une loi de Poisson. Mathématiquement, l'écart type d'une loi de Poisson est défini comme étant la racine carrée de l'activité moyenne (A).

Le rayonnement minimum à détecter pour obtenir une mesure d'une certaine précision peut être estimé à l'aide de l'équation suivante (Knoll, 2000) :

$$\text{précision } (\pm\%) = \frac{\sqrt{A}}{A} = \frac{1}{\sqrt{A}} \quad \text{A2.1}$$

Une précision d'environ 1 % a été jugée acceptable. Pour diminuer la précision, l'activité doit être augmentée mais il y a une limite, au niveau du permis légale de manipulation et de stockage, concernant l'activité maximale de la source radioactive.

À l'aide de l'équation A2.1, l'activité (A) minimale captée par le détecteur peut être estimée :

$$A = \frac{1}{\sqrt{0,01}} = 10000$$

L'activité de la source radioactive et le temps de mesure dépendent de la valeur estimée de (N_d) 10000 rayons détectés (photons gamma d'une énergie autour de 103 keV), pour avoir une précision d'environ 1 %.

Le nombre de rayons émis par la source en direction du détecteur peut être estimé à l'aide de l'équation suivante (Moens et al., 1981 ; Knoll, 2000).

$$N_d = N_0 e^{-k_a d \rho} \quad \text{A2.2}$$

Avec :

- N_d est le nombre de rayons détectés;
- N_0 est le nombre de rayons émis par la source en direction du détecteur;

- k_a est le coefficient d'absorption massique de l'échantillon [L^2/M];
- d est l'épaisseur de l'échantillon traversée par le rayonnement [L];
- ρ est la densité de l'échantillon [M/L^3].

Afin de déterminer l'activité de la source de Samarium dont nous avons besoin et qui devra être activée dans le réacteur, on calcule N_0 à l'aide de l'équation A2.2 pour l'eau distillée (le matériau de calibration), suivi de calculs géométriques.

Un échantillon d'eau distillée (densité de 1 g/cm^3) est placé dans la colonne d'essai d'un diamètre moyen de 15,25 cm. Le coefficient d'absorption massique k_a vaut $0,17 \text{ cm}^2/\text{g}$ (déduit des k_a des isotopes qui composent l'eau : H et O). À l'aide de l'équation A2.2 on peut en estimer N_0 pour $N_d = 10000$.

$$N_0 = \frac{N_d}{e^{-k_d \rho}} = \frac{10000}{e^{-0.170 \times 15.27 \times 1}} \approx 134086$$

Par conséquent, la source doit émettre théoriquement un minimum de 134086 photons gamma (en direction du récepteur). La source émet dans toutes les directions et le nombre total de rayons qui doit être émis se déduit du rapport entre la surface A_0 du récepteur (rayon de 1,27 cm) et la surface A_s de la sphère qui entoure la source (rayon de 19 cm jusqu'au récepteur) :

$$\frac{N_0}{N_{0total}} = \frac{A_0}{A_s} = \frac{\pi \times 1,27^2}{4 \times \pi \times 19^2} = 1,12 \times 10^{-3}$$

La source doit émettre 120044754 photons gamma.

Ces rayons gamma ne représentent qu'une proportion de tous les rayons émis (28 %). De plus, l'activité de la source étant un nombre de désintégration par seconde, il faut définir une durée pour la mesure. Si la valeur adoptée est de 10 s pour la mesure avec de l'eau :

$$N_{0total} = A \times t \times 0,28 \Rightarrow A = \frac{N_{0total}}{t \times 0,28} = \frac{120044754}{10 \times 0,28} \approx 42873126 \text{ Bq}$$

L'activité de la source doit donc être de 42,9 MBq environ, pour une durée de mesure de 10 s.

On a considéré ici que la densité des boues à tester peut être jusqu'à deux fois supérieure à l'eau. Cette augmentation de la densité nécessite que les mesures durent plus longtemps (40 s au lieu de

10 s) pour être certain d'avoir 10000 rayons gamma. Le temps de mesure peut être adapté en prenant compte de l'évolution de la densité durant l'essai puisque la densité de la boue sera plus faible au début et que la densité augmentera de façon non homogène. Le temps de mesure pourra être de 10 s au début de l'essai et être augmenté à 15 s, 20 s, et ainsi de suite, tout en s'assurant de détecter un minimum de quelques 10000 rayons gamma, selon l'évolution de la densité dans la colonne d'essai. De plus, il y a intérêt à obtenir plus rapidement les profils de densité au début, étant donné que les changements de densité sont plus rapides.

L'activité de la source de samarium est limitée par le permis d'utilisation (et stockage) fourni par l'École Polytechnique. Le permis autorisait un inventaire radioactif (activité maximale de la source ou des sources au laboratoire) de deux fois 40 MBq. Cela permettait d'avoir une source à envoyer au réacteur afin de l'activer et d'en avoir une autre en utilisation au laboratoire. Plus de détails concernant la construction de la source radioactive, la dynamique d'activation et d'autres détails techniques au sujet des procédures au réacteur, ont été présentés par Dromer (2002, 2004).

2. Courbe de calibration

La relation entre la détection moyenne des photons et la teneur en eau massique w a été déterminé de façon expérimentale pour la boue de traitement du DMA. Des mesures de teneur en eau massique w ont été faites par séchage lors du démontage des essais en grande colonne. La relation entre w et le taux de photons détecté est présenté à la figure A2.1.

Les points représentés sur la figure A2.1 suivent une courbe de tendance exprimée par un polynôme d'ordre 2. Les valeurs de la teneur en eau w sur la figure A2.1 varient de 500 % à 1400 %. Ces valeurs sont le maximale et minimale mesurées lors des essais en grande colonne sur la boue de traitement du DMA. Le nombre des photons γ détectés par seconde varie de 680 à 870.

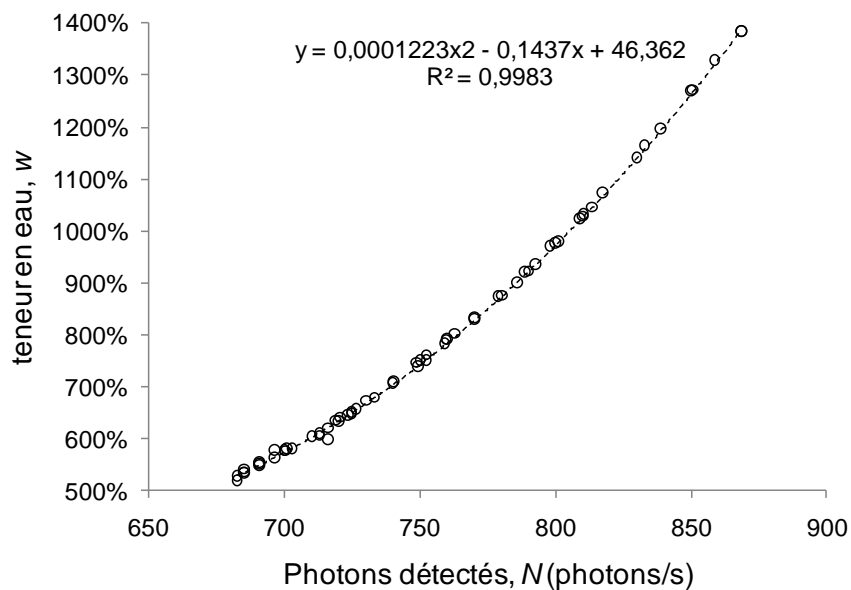


Figure A2.1 : Relation entre la détection moyenne des photons N et la teneur en eau w (%).

Références A2 :

- Dromer, J.-B. (2002). *Mesures de densités par rayons gamma. Tests et validation. Rapports d'étapes 1 et 2*. Canada: École Polytechnique de Montréal.
- Knoll, G. F. (2000). *Radiation detection and measurement*. New York. Toronto: Wiley.
- Moens, L., De Donder, J., Xi-Lei, L., De Corte, F., De Wispelaere, A., Simonits, A., et al. (1981). Calculation of the absolute peak efficiency of gamma-ray detectors for different counting geometries. *Nuclear instruments & methods in physics research*, 187(2-3), 451-472.

ANNEXE 3 – Mesure de la résistivité électrique de la boue

Un autre type d'essai de caractérisation a été réalisé lors du démontage de la grande colonne, i.e. la mesure de la résistivité électrique ρ_e qui est l'inverse de la conductivité électrique. Il y a dans la littérature des études concernant la relation entre la résistivité électrique ρ_e et la conductivité hydraulique saturée k_{sat} pour différents types de sol (e.g. Kelly, 1977; Urish, 1981; Peinado-Guevara et al., 2009). Pour la mesure de la résistivité électrique ρ_e , le laboratoire de géophysique de l'École Polytechnique a collaboré avec ce projet. Un appareil ABEM® Terrameter SAS 4000 a été employé. Cet appareil, conçu pour des mesures sur le terrain, fournit un courant électrique constant (contrôlé par l'opérateur) entre deux électrodes, pendant que l'appareil mesure la différence de potentiel avec deux autres électrodes. Chouteau et Gloaguen (2003) présentent les différentes façons d'estimer la résistivité électrique à l'aide du dispositif présenté par la figure A3.1. Cette figure montre le positionnement des électrodes dans l'échantillon et l'appareil mentionné.

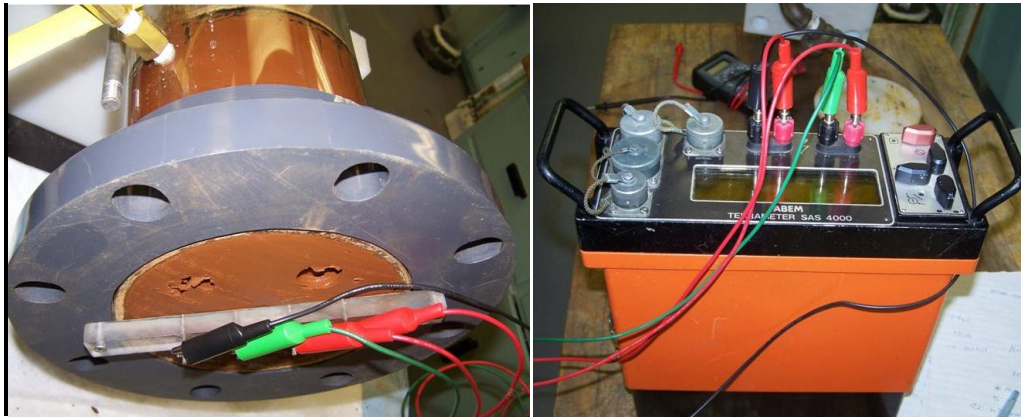


Figure A3.1 : Dispositif de mesure de la résistivité électrique de la boue.

Pour positionner les électrodes dans l'échantillon, une plaque d'acrylique a été fixée à un anneau en plastique qui peut être positionné à la base de la colonne, de façon à ce que la face exposée de l'échantillon de boue s'appuie contre la plaque acrylique. La plaque d'acrylique est perforée par 4 électrodes (clous) alignées, séparées de 3 cm entre elles et disposées de façon à passer par l'axe (diamètre) de la section de la colonne. Les deux électrodes centrales sont équidistantes du centre géométrique de la section de la colonne. Les deux électrodes centrales sont connectées au

voltmètre et les deux autres, sont connectées aux bornes qui envoient un courant électrique fixe, conformément à l'arrangement de Wenner, présenté par la figure A3.2.

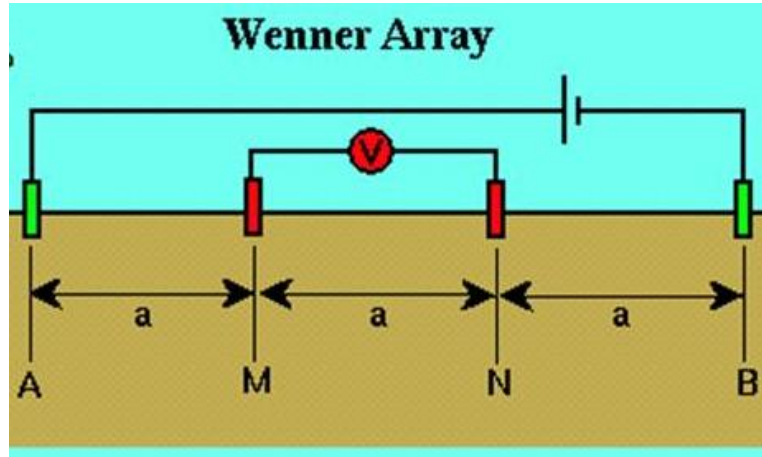


Figure A3.2 : Arrangement de Wenner pour la mesure de la conductivité électrique (tiré de Chouteau et Gloaguen, 2003)

Pour la détermination de la résistivité électrique l'équation suivante a été utilisée : (Chouteau et Gloaguen, 2003) :

$$\rho_e = 2\pi a \frac{\Delta V}{i} \quad (\text{A3.1})$$

Où :

- ρ_e : résistivité électrique ($\Omega \cdot \text{m}$);
- a : distance entre les électrodes (m);
- ΔV : différence de potentiel entre les deux électrodes centrales (V);
- i : courant électrique appliqué aux électrodes extérieures (A).

La distance entre les électrodes est de 0,03 m et le courant appliqué est de 0,1 A. L'appareil ABEM® Terrameter SAS 4000 fourni les mesures de différence de potentiel. La résistivité électrique est estimée à l'aide de l'équation A3.1. La figure A3.3, présente les résistivités

électriques en fonction de la teneur en eau et de la position verticale dans la colonne à la fin de l'essai.

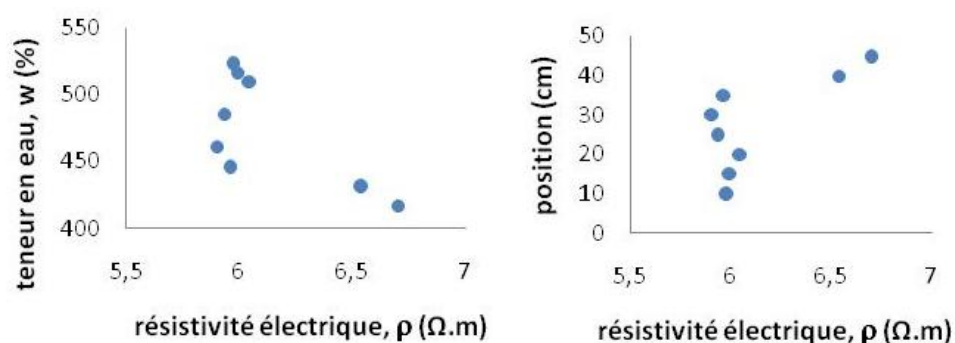


Figure A3.3 : Variation de la résistivité électrique avec la position et la teneur en eau.

Dans les cas de la figure A3.3, il ne semble pas y avoir de tendance bien définie. La méthode n'est pas bien adaptée à cette mesure en laboratoire car les électrodes sont trop proches et il y a des effets de bord. En effet, il a été mentionné plus tôt que l'appareil ABEM® Terrameter SAS 4000, a été conçu pour des mesures sur le terrain. Dans ce cas, les distances entre électrodes sont plus grandes, parfois de plusieurs mètres. Il est possible qu'avec une distance trop petite entre les électrodes, la chimie de l'eau influence plus la mesure que les caractéristiques du sol (la boue dans le cas présent). Pour des raisons semblables, il peut y avoir des effets de perturbation en raison de la proximité des bords de l'échantillon. En effet, des courants électriques peuvent y trouver des chemins préférentiels.

La conclusion est que le dispositif employé n'est pas adapté à cet essai. Pour cette raison, ce type de mesure n'a pas été refait pour le restant du projet.

Références A3 :

- Kelly, W. E. (1977). Geoelectric sounding for estimating aquifer hydraulic conductivity. *Ground Water*, 15(6), 420-425.
- Peinado-Guevara, H. J., Herrera-Barrientos, J., & Ladrón-de-Guevara-Torres, M. D. L. Á. (2009). Determining hydraulic conductivity by electrical resistivity measures. *Ingeniería Hidráulica en México*, 24(4), 123-134.
- Urish, D. W. (1981). Electrical resistivity-hydraulic conductivity relationships in glacial outwash aquifers. *Water Resources Research*, 17(5), 1401-1408.

ANNEXE 4 – Complément sur les capteurs de pression différentielle

L'assemblage de tuyauterie en plastique retenu pour la connexion hydraulique des capteurs de pression différentielle est présenté à la figure A4.1 et ses composants sont décrits dans la suite.

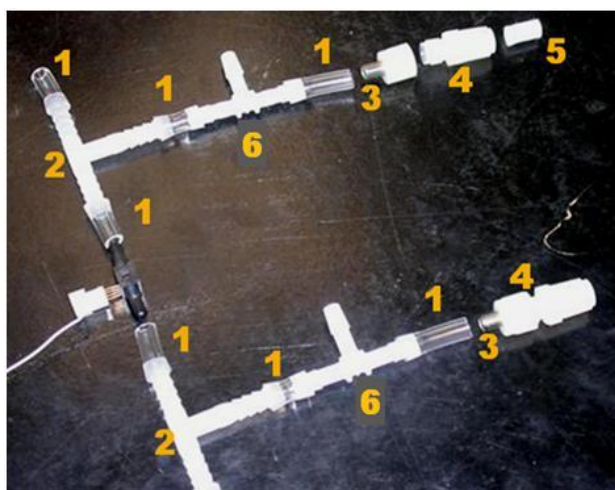


Figure A4.1 : Assemblage de tuyauterie en plastique et en PFA pour la connexion hydraulique des capteurs de pression différentielle aux prises de la grande colonne d'essai.

Les éléments composant l'assemblage de connexion, présenté par la figure A4.1, sont :

1. tube de plastique flexible Omega[®] de 6,4 mm de diamètre interne;
2. connecteur T en plastique transparent 6,4 mm;
3. tube en métal 6,4 mm;
4. raccord à compression de deux bagues en PFA (fluoropolymère) male 6,4 mm -male 3,2 mm;
5. filtre à cigarette;
6. connecteur T en plastique 3,2 mm;

Le tube en métal (élément 3 de la figure A4.1) permet un ajustement étanche du raccord à compression de deux bagues en PFA. Le raccord à compression permet de fixer ou remuer, au besoin, tous les capteurs. Le tube en plastique flexible est branché au tube en métal.

Les connecteurs T en plastique (élément 6 sur la figure A4.1) ont été installés uniquement pour le premier essai. En effet, lors du premier essai, un tube piézométrique a aussi été connecté à chaque prise de la grande colonne. Ceci a permis de comparer la mesure des capteurs de pression avec celle des piézomètres tout le long de l'essai. La figure A4.2 présente une photo des capteurs de pression et des tubes piézométriques branchés à la colonne, à l'aide de l'assemblage de tuyauterie.

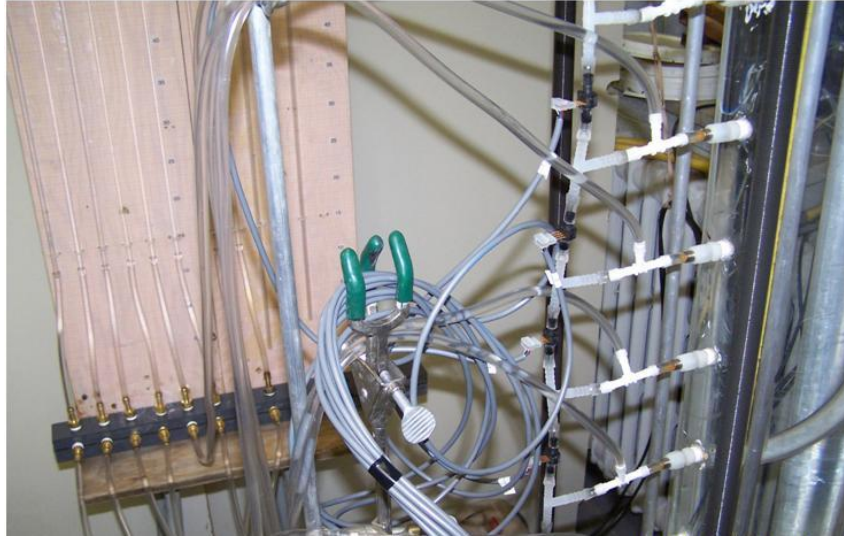


Figure A4.2 : Capteurs de pression différentielle et piézomètres connectés aux prises de la grande colonne d'essai.

Pour les essais qui ont suivi, les connecteurs T en plastique (élément 6 sur la figure A4.1) ont été enlevés. Les connecteurs T en plastique transparent (élément 2 sur la figure A4.1) ont été connectés au tube en métal à l'aide d'un segment du tube en plastique flexible.

ANNEXE 5 – Résultats complémentaires des simulations sur le remplissage d'un bassin d'entreposage

On présente ici un autre exemple (que celui présenté au chapitre 4) des simulations du remplissage d'un bassin d'entreposage de boues de traitement avec SIGMA/W.

Un bassin d'entreposage de 100 m de largeur à la base et 10m de hauteur a été modélisé. Le fond du bassin et les parois des digues sont constituées d'un matériau perméable. La pente de la paroi de la digue est de 45°. Le remplissage du bassin avec la boue de traitement se fait à un taux de 1 m/an, par couches d'un mètre d'épaisseur (ajoutée au début de chaque année).

La figure A5.1 présente le schéma (avec l'axe de symétrie 2D) du bassin d'entreposage et le maillage généré. L'échelle verticale est amplifiée d'un facteur de 5 fois par rapport à l'échelle horizontale sur cette figure.

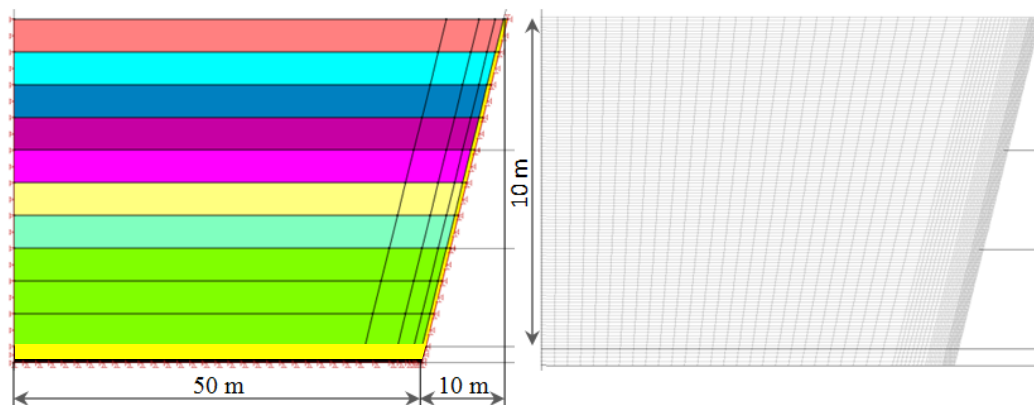


Figure A5.1 : Schéma du modèle de bassin d'entreposage des boues de traitement avec fond et paroi drainante. Le maillage du bassin est aussi montré. Échelle 1V : 5H.

Le maillage est fait avec des éléments quadrilatéraux pour s'adapter à l'inclinaison de la paroi. Les éléments ont 0,15 m de hauteur et une largeur variable qui atteint un maximum de 2 m dans la partie supérieure; cette largeur maximale diminue jusqu'à 1,5 m pour la partie inférieure du bassin. Il y a 3 niveaux de raffinement horizontal du maillage en approchant de la paroi. Les éléments font 0,15 m de largeur dans le premier mètre (en contact avec la paroi). Puis ils font 0,3 m de largeur pour les 2 m qui suivent, puis 0,5 m de largeur pour les 4 m suivants. Il y a un total de 5720 éléments dans le modèle. Pour la frontière latérale (axe de symétrie), seulement un déplacement vertical est permis. Aucun déplacement n'est permis à la paroi de la digue et à la

base de la couche imperméable du fond. Comme dans les modélisations 1D, une condition $u = 0$ est fixée pour la partie supérieure de la dernière couche placée dans le bassin. La conductivité hydraulique horizontale est égale à la conductivité verticale (k isotrope).

Les valeurs de λ et κ de la boue pour chaque étape ont été adaptées de la modélisation d'un bassin 1D avec fond imperméable (présentée au chapitre 4). Le coefficient de frottement interne ϕ a été considérée comme négligeable et des valeurs de $\nu = 0.02$ et $K_0 = 1$ ont été adoptées.

Le pas de temps initial est de 0,2 jours et chaque étape de calcul (de 360 jours) est divisée en 50 pas de temps dont la durée augmente de façon exponentielle.

Les résultats de la modélisation du bassin d'entreposage avec les boues de traitement sont présentés dans ce qui suit.

La figure A5.2 présente l'évolution des pressions interstitielles en excès pour le bassin d'entreposage des boues de traitement pour un taux de remplissage de 1 m/an, après la déposition de la dernière couche (entre 9 et 10 m). Sur cette figure, on observe que les pressions interstitielles se dissipent plus rapidement dans la série « a » (fond et paroi drainante de la digue avec $k = 100$ m/j) que dans la série « b » (fond et paroi drainante de la digue avec $k = 1$ m/j). La dissipation totale de la pression interstitielle en excès se produit en ~ 270 jours dans le cas « a » et dans le double du temps dans le cas « b » (pas appréciable sur la figure A5.2).

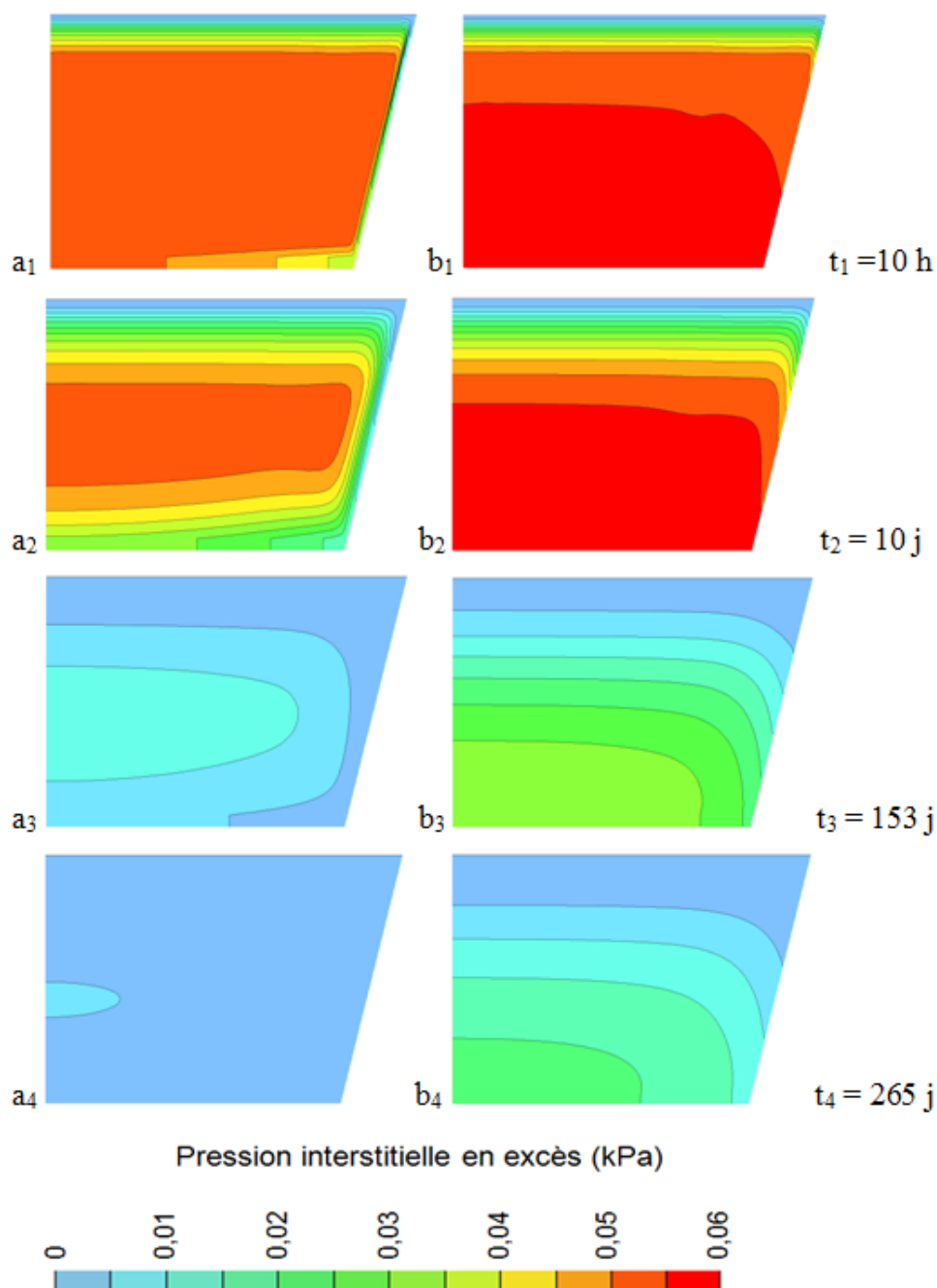


Figure A5.2 : Évolution des pressions interstitielles en excès suite à l'ajout de la dernière couche de 1 m, lors du remplissage du bassin d'entreposage des boues de traitement. La conductivité hydraulique k du fond et de la paroi drainante (digue) est de 100 m/j (a, à gauche) et $k = 1$ m/j (b, à droite).